

UNIVERSIDAD POLITÉCNICA SALESIANA SEDE QUITO

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

Trabajo previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

TEMA:

**PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUD MEDIANTE EL USO DE
PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL
SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)**

AUTOR:

EDGAR HUMBERTO TERÁN VIVAR

TUTOR:

JOSÉ DOMINGO ALVIAR MALABET

Quito, agosto de 2020

Cesión de derechos de autor

Yo, Edgar Humberto Terán Vivar, con documento de identificación N°1713072666, manifiesto mi voluntad y cedo a la Universidad Politécnica Salesiana la titularidad sobre los derechos patrimoniales en virtud de que soy autor del trabajo de titulación intitulado: “PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)”, mismo que ha sido desarrollado para optar por el título de: Ingeniero Civil, en la Universidad Politécnica Salesiana, quedando la Universidad facultada para ejercer plenamente los derechos cedidos anteriormente.

En aplicación a lo determinado en la Ley de Propiedad Intelectual, en mi condición de autor me reservo los derechos morales de la obra antes citada. En concordancia, suscribo este documento en el momento que hago entrega del trabajo final en formato digital a la Biblioteca de la Universidad Politécnica Salesiana.



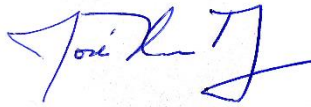
Edgar Humberto Terán Vivar

C.C. 1713072666

Quito, agosto de 2020

Declaratoria de coautoría de docente tutor

Yo, declaro que bajo mi dirección y asesoría fue desarrollado el trabajo de titulación “PROYECTO DE ESTABILIZACIÓN DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)”, realizado por Edgar Humberto Terán Vivar, obteniendo un producto que cumple con todos los requisitos estipulados por la Universidad Politécnica Salesiana para ser considerados como trabajo final de titulación.



José Domingo Alviar Malabet

C.C. 1757837602

Quito, agosto de 2020

Dedicatoria

Agradeciendo al Creador Divino, por darme el aliento de vida para poder desarrollar mis actividades día a día.

A mi familia, a mis padres, en especial a mi madre Enriqueta, gracias a su cariño y enseñanzas que han trazado el camino de mi vida, a mis hermanos Juan y Sara que han sido el apoyo constante para culminar las metas planteadas.

A mi compañera de vida Xiang, que con su tenacidad y persistencia permitieron darme el ánimo necesario para proseguir con mis proyectos.

A mi hijo Haining, la luz de esperanza, quien me ha enseñado que la vida es hermosa, por quien trabajo y derrumbo los obstáculos de mi cotidianeidad.

Gracias a mis profesores de la Universidad, por sus enseñanzas. Merito especial a Fernando Ulloa y Domingo Alviar por su paciencia y apoyo durante este proceso.

A los amigos y compañeros de profesión, que con sus consejos constantes han ayudado a mi formación como persona.

A todos de corazón, muchas gracias.

Edgar Terán Vivar

INDICE DE CONTENIDOS

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN E INFORMACIÓN GENERAL	1
1.1. Introducción	1
1.2. Antecedentes	1
1.3. Objetivos	3
1.3.1. Objetivo general.....	3
1.3.2. Objetivos específicos.....	3
1.4. Justificación	4

CAPÍTULO II

ESTADO DEL ARTE	7
2.1. Uso de anclajes	7
2.2. Estructuras de contención	10
2.3. Pantallas atirantadas	11
2.4. Pruebas de carga en anclajes	12
2.5. Historia del uso de anclajes.....	13
2.6. Situación en el país	15

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA	17
-------------------	----

CAPÍTULO IV

MARCO TEÓRICO	19
4.1. Teoría de análisis de estabilidad.....	19
4.1.1. Métodos de equilibrio límite.....	20

4.1.2.	Métodos de elementos finitos.....	23
4.2.	Anclajes.....	25
4.2.1.	Clasificación de anclajes.....	25
4.2.2.	Selección del tipo de anclaje.....	28
4.3.	Anclaje activo permanente tipo barra con inyección única global	30
4.4.	Pantalla.....	31
4.5.	Investigación geotécnica	33
4.6.	Normativa y recomendaciones.....	34
4.7.	Diseño de muro anclado.....	35
4.8.	Tensado, pruebas y ensayos	36
 CAPÍTULO V		
PRINCIPALES CONSIDERACIONES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO		
DE UNA PANTALLA ATIRANTADA EN SUELOS		
5.1.	Consideraciones debidas a efectos naturales y actividad humana	38
5.1.1.	Erosión hídrica y eólica.....	39
5.1.2.	Lluvia.....	39
5.1.3.	Sismo.....	40
5.1.4.	Cargas externas.....	41
5.1.5.	Excavaciones en pie de talud.....	42
5.2.	Consideraciones geotécnicas	43
5.2.1.	Tipo de suelo.....	43
5.2.2.	Esfuerzo cortante - cizallamiento.....	44
5.2.2.1.	Cohesión.....	45
5.2.2.2.	Fricción.....	45

5.2.3.	Criterio de Mohr – Coulomb.....	47
5.2.4.	Estabilidad de taludes.....	51
5.2.5.	Método de Bishop simplificado.....	52
5.2.6.	Método de reducción de esfuerzos (SRM)	54
5.3.	Consideraciones acerca de los materiales	54
5.3.1.	Acero y acoplamiento del anclaje	55
5.3.2.	Cabeza del anclaje, placa de apoyo y tuercas	60
5.3.3.	Lechada	64
5.3.4.	Concreto armado	68
5.3.5.	Acero de la pantalla	73
5.4.	Consideraciones del entorno de instalación	77
5.4.1.	Capacidad de adherencia	78
5.4.2.	Adherencia entre bulbo y suelo.....	78
5.4.2.1.	Adherencia límite con pruebas de carga.....	79
5.4.2.2.	Adherencia límite con estimaciones empíricas.....	79
5.4.2.3.	Adherencia límite mediante formulaciones.....	81
5.4.3.	Adherencia entre tirante y lechada (a_{limt})	82
5.4.4.	Factor de eficiencia	83
5.4.5.	Inyección	84
5.4.6.	Inyección única global	86
5.5.	Consideraciones de ejecución de los trabajos	89
5.5.1.	Montaje de los anclajes	89
5.5.1.1.	Centralizadores, conductos de inyección, acoples-forros PVC	90
5.5.2.	Perforación	91

5.5.3.	Instalación.....	96
5.5.4.	Inyección en obra.....	96
5.5.5.	Tensado.....	98
5.5.6.	Equipo de tensado.....	100
5.6.	Consideraciones de potenciales modos de falla en pantallas atirantadas .	102
5.7.	Consideraciones económicas	103
 CAPÍTULO VI		
PROTECCIÓN ANTICORROSIÓN DEL ANCLAJE.....		106
6.1.	Tipos de corrosión.....	107
6.2.	Materiales para evitar la corrosión.....	108
6.3.	Protección contra corrosión en anclajes permanentes	110
6.3.1.	Protección del bulbo.....	112
6.3.2.	Protección de la unión longitud libre - bulbo.....	113
6.3.3.	Protección de la unión longitud libre - cabeza.....	115
6.3.4.	Protección de la cabeza del anclaje.....	117
 CAPÍTULO VII		
NORMATIVA DE PRUEBAS DE CARGA DEL PROYECTO		120
7.1.	Definiciones	121
7.2.	Ensayo de investigación.....	121
7.3.	Cargas del ensayo	123
7.4.	Longitud libre aparente o equivalente.....	125
7.5.	Procedimiento de puesta en carga.....	127

CAPÍTULO VIII

CONSIDERACIONES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DEL ANCLAJE..... 130

- 8.1. Estabilidad global del tirante 130
- 8.2. Estabilidad local del tirante..... 131
 - 8.2.1. Inclínación del anclaje.....131
 - 8.2.2. Separación del anclaje.....132
 - 8.2.3. Limitación estructural de los anclajes.....134
 - 8.2.4. Limitaciones del terreno para los anclajes.....136
 - 8.2.5. Consideración de longitud de bulbo del anclaje.....137
 - 8.2.6. Determinación de longitud libre.....157

CAPÍTULO IX

PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LA INESTABILIDAD DEL TALUD SANTA

ANA 158

- 9.1. Antecedentes y breve descripción del sitio 158
- 9.2. Localización 160
- 9.3. Topografía..... 161
- 9.4. Breve descripción de la litología..... 163
- 9.5. Geofísica 169
 - 9.5.1. Trabajo en campo. Sísmica de refracción.....169
- 9.6. Geología general y del proyecto 171
- 9.7. Interpretación y análisis de resultados geofísicos 172
 - 9.7.1. Correlaciones para encontrar número de golpes (N) y ángulo de fricción (ϕ) 174

9.7.2.	Correlaciones directas para encontrar cohesión (c) y ángulo de fricción	
(ϕ)	176
9.8.	Geotecnia	177
9.8.1.	Trabajos de laboratorio.....	178
9.9.	Parámetros de resistencia al corte obtenidos por corte directo y geofísica.....	
	178
9.10.	Hidrología	180
9.10.1.	Consideraciones hidrológicas.....	182
9.10.2.	Cálculos hidrológicos e hidráulicos.....	183
9.11.	Análisis de estabilidad de taludes	188
9.11.1.	Sismicidad.....	190
9.11.2.	Cálculo de factor de seguridad con XSTABL.....	194
9.11.3.	Cálculo de factor de seguridad con MIDAS GTS NX.....	195
9.11.4.	Resultados del análisis de estabilidad.....	197
9.11.5.	Factores de susceptibilidad a deslizamiento.....	199
9.12.	Prediseño del anclaje.....	201
9.13.	Pruebas de carga para el talud Santa Ana	206
9.13.1.	Tareas previas	206
9.13.2.	Validación de resultados.....	211
9.14.	Modelación y resultados obtenidos con MIDAS GTS NX.....	214
9.14.1.	Mallado con MIDAS GTS NX.....	214
9.14.2.	Deformaciones del terreno con parámetros de corte directo y geofísicos	
	216
9.14.3.	Parámetros geomecánicos de suelo obtenidos con MIDAS GTS NX.	217

9.14.4.	Cortante y momento máximo obtenido con MIDAS GTS NX	218
9.14.5.	Distribución de fuerzas sobre el anclaje	219
9.14.6.	Esfuerzos cortantes	220
9.14.7.	Desplazamiento del tirante	221
9.15.	Diseño de los elementos constituyentes de pantalla atirantada.....	223
9.15.1.	Dimensionamiento de anclajes	223
9.15.2.	Dimensionamiento de pantalla	226
9.15.3.	Dimensionamiento de placa de apoyo	226
9.16.	Drenaje horizontal.....	227
9.16.1.	Consideraciones del diseño	227
9.16.2.	Cálculo de drenes horizontales	228
9.17.	Presupuesto para la ejecución del proyecto	237
CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES		239
CONCLUSIONES		239
RECOMENDACIONES		240
REFERENCIAS		242
ANEXOS.....		250

LISTA DE TABLAS

Tabla 1: Clasificación de anclajes según periodo de servicio	27
Tabla 2: Selección de tipo de anclaje pasivo –activo	29
Tabla 3: Característica acero norma ASTM A722.	57
Tabla 4: Barras de acero Dywidag.	57
Tabla 5: Carga admisible de la armadura según diferentes normativas.	59
Tabla 6: Clasificación de agresividad de los suelos.	65
Tabla 7: Especificación de lechada tipo.	68
Tabla 8: Diámetros mínimos de perforación. (D.G.C.,2004).	95
Tabla 9: Requerimientos de inyección según diferentes normativas.	98
Tabla 10: Factor de seguridad función de la economía.	105
Tabla 11: Protección anticorrosión sugerido por diferentes normas.	107
Tabla 12: Protección anticorrosión - anclajes permanentes.	111
Tabla 13: Protección anticorrosión - anclajes permanentes. FHWA.	112
Tabla 14: Ensayo de investigación. Carga – periodo.	129
Tabla 15: Coeficiente de mejoramiento β	141
Tabla 16: Adherencia suelo–lechada (C11.9.4.2-2 AASHTO).	143
Tabla 17: Adherencia suelo–lechada (C11.9.4.2-1 AASHTO).	143
Tabla 18: Adherencia suelo – lechada (tabla C6.3 PTI 2014).	145
Tabla 19: Adherencia suelo – lechada (tabla C6.2 PTI 2014).	146
Tabla 20: Coeficiente k_f para suelos granulares.	149
Tabla 21: Capacidad de adherencia suelo – lechada (D.G.C. 2004).	151

Tabla 22: Capacidad última de adherencia bulbo - suelo (tabla 6 FHWA).	154
Tabla 23: Adherencia suelo – lechada (tabla 4.4 a FHWA).....	155
Tabla 24: Coordenadas geográficas. Localización del proyecto.....	161
Tabla 25: Perfiles de la zona de estudio.	163
Tabla 26: Correspondencia geológica en la parte externa del talud (medido en el proyecto).....	168
Tabla 27: Línea sísmica LS 1.	171
Tabla 28: Correspondencia geológica. (Estudio geofísico).	173
Tabla 29: Parámetros estáticos y dinámicos. (Estudio geofísico).	174
Tabla 30: Formulación para encontrar N por correlación Vs – N (diferentes autores).	175
Tabla 31: Formulación para encontrar (ϕ) correlación N – ϕ (diferentes autores)....	175
Tabla 32: Formulación para encontrar cohesión (c)[Kg/cm ²] y ángulo de fricción...	176
Tabla 33: Coordenadas de toma de muestras.	177
Tabla 34: Parámetros geomecánicos (ensayo de corte directo).	179
Tabla 35: Parámetros geomecánicos (ensayo de geofísica).	180
Tabla 36: Estaciones meteorológicas cercanas al sitio de estudio.	181
Tabla 37: Precipitación media mensual de estaciones meteorológicas.	182
Tabla 38: Ecuaciones para determinar intensidad de la estación M0360	185
Tabla 39: Caudales de aporte de subcuencas.	186
Tabla 40: Coeficientes de amplificación de suelo.....	192
Tabla 41: Demanda sísmica para análisis pseudo estático.	192
Tabla 42: Resultados FSD parámetros de corte directo, condición estática.	198
Tabla 43: Resultados FSD parámetros geofísicos, condición estática.	198

Tabla 44: Resultados FSD con XSTABL condición pseudoestática.	199
Tabla 45: Susceptibilidad al deslizamiento.	200
Tabla 46: Evaluación de susceptibilidad al deslizamiento.	201
Tabla 47: Fuerza estabilizante XSTABL.	203
Tabla 48: Parámetros geomecánicos para obtener un $FSD = 1$	217
Tabla 49: Presupuesto de obra.	238

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Factores de seguridad entre anclaje activo vs pasivo.	6
Figura 2. Etapas de instalación de un anclaje.....	8
Figura 3. Uso de anclajes en la solución de obras de ingeniería.	9
Figura 4. Diferentes tipos de muro de contención.	10
Figura 5. Esquema de pantalla atirantada.....	12
Figura 6. Gato hidráulico utilizado en pruebas de carga.....	13
Figura 7. Análisis convencionales vs. elementos finitos en diseño de taludes.	20
Figura 8. Esquema del análisis del método de equilibrio límite	21
Figura 9. Esquema del análisis de elementos finitos.....	23
Figura 10. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.	24
Figura 11. Diferentes anclajes según su armadura.	26
Figura 12. Elementos utilizados en la inyección repetitiva.....	28
Figura 13. Selección del tipo de anclaje según el terreno.	30
Figura 14. Esquema del anclaje.....	31
Figura 15. Ejemplo de diagramas momento, corte y esfuerzos para un muro anclado.	32
Figura 16. Efectos de la erosión hídrica y eólica en un talud.....	39
Figura 17. Efectos de la lluvia en un talud.	40
Figura 18. Efectos de sismo en un talud.....	41
Figura 19. Efectos de sobrecargas en un talud.	42
Figura 20. Efectos de excavaciones en un talud.....	42
Figura 21. Representación de fuerzas actuantes en un plano inclinado.	46

Figura 22. Relación ente esfuerzo normal, cohesión y esfuerzo cortante.	48
Figura 23. Representación de envolvente de Mohr.	48
Figura 24. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb.	49
Figura 25. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 1.	49
Figura 26. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 2.	50
Figura 27. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 3.	50
Figura 28. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 4.	51
Figura 29. Formulación del método Bishop simplificado.	52
Figura 30. Esquema de diferentes anclajes tipo barra.	58
Figura 31. Esquema de placas de cabeza de anclaje.	61
Figura 32. Esquema de protección de cabeza de anclaje.	61
Figura 33. Esquema de placa de cabeza de anclaje.	62
Figura 34. Resistencia a la compresión simple de probetas de lechada.	67
Figura 35. Moldes para recolección de lechada.	67
Figura 36. Área participante por anclaje.	70
Figura 37. Detalle de armado de muro.	76
Figura 38. Tipos de inyección de acuerdo a sus materiales.	85
Figura 39. Clasificación de bulbos Littlejohn.	88
Figura 40. Tipos de inyección y su forma de bulbo.	88
Figura 41. Elementos de anclaje colocados en etapa de montaje.	91
Figura 42. Diferentes tipos de brocas de perforación.	93
Figura 43. Equipo pesado utilizado para instalar anclajes.	96
Figura 44. Inyección tipo repetitiva selectiva.	97
Figura 45. Procedimiento de tensado.	99

Figura 46. Aplicación de tensión con a) torquímetro b) gato hidráulico.	100
Figura 47. Tensión de barras de anclaje.	101
Figura 48. Principales modos de falla en una pantalla atirantada.	102
Figura 49. Tipos de corrosión en barras de anclaje.	108
Figura 50. Sistema de protección contra corrosión. Anclajes temporales.	109
Figura 51. Protección contra corrosión en anclaje permanente y temporal.	110
Figura 52. Corte típico. Indica sistema de protección contra corrosión en zona libre.	114
Figura 53. Esquema de protección contra la corrosión FHWA.	116
Figura 54. Esquema de protección contra la corrosión TA2020.	117
Figura 55. Sistema de protección contra la corrosión en cabeza de anclaje.	118
Figura 56. Efecto de falta de protección en cabeza de anclaje.	118
Figura 57. Protección contra la corrosión en obra (cabeza de anclaje).	119
Figura 58. Acoplamiento de equipo para realizar pruebas de carga.	123
Figura 59. Esquema gráfico de la prueba de investigación.	128
Figura 60. Espaciamiento horizontal y vertical de los tirantes.	133
Figura 61. Adherencia límite en suelos granulares.	140
Figura 62. Adherencia límite para suelos cohesivos.	141
Figura 63. Movilización de esfuerzos en la zona de bulbo.	152
Figura 64. Esquema indicativo de la posición de longitud libre y bulbo.	157
Figura 65. Derrumbes en diferentes tramos de la vía.	159
Figura 66. Derrumbes en sitio de estudio y estado de cunetas.	159
Figura 67. Localización del proyecto.	160
Figura 68. Características geométricas.	161

Figura 69. Topografía del sitio de estudio.....	162
Figura 70. Litología del proyecto (medición en campo).....	164
Figura 71. Distribución de capas litológicas.	164
Figura 72. Posible causa de deslizamiento.....	165
Figura 73. Cuneta con material acumulado.....	166
Figura 74. Medición de capas en la parte externa del talud.	167
Figura 75. Estratos del sitio de estudio.	168
Figura 76. Trabajo de campo (Geofísica).....	170
Figura 77. Litología del proyecto (velocidad de onda Vp).	172
Figura 78. Áreas de aportación de las micro - cuencas.	184
Figura 79. Intensidades máximas estación Chitoa Tandapi M0360.....	186
Figura 80. Dimensiones para cuneta de coronación.....	187
Figura 81. Dimensiones para cuneta lateral.	187
Figura 82. Mapa para diseño sísmico.....	191
Figura 83. Resultados con XTSABL perfil 0+100.....	195
Figura 84. Valor de τ_{ult} gráfica de Bustamante&Doix.....	205
Figura 85. Perforación. Inyección y prueba de carga.....	206
Figura 86. Fabricación de planchas de hormigón y verificación de insumos.	207
Figura 87. Especificaciones de accesorios del anclaje.	208
Figura 88. Instalación de acoples y accesorios del tirante.	209
Figura 89. Colocación de equipo de tensado.....	210
Figura 90. Acoplamiento de equipo de tensado.	210
Figura 91. Ensayo de prueba de carga.....	211
Figura 92. Ábaco de Ostermayer para determinar capacidad de carga última.....	214

Figura 93. Malla típica del modelo.	215
Figura 94. Deformaciones del terreno estado natural.	217
Figura 95. Diagramas de cortante y momento máximo.	219
Figura 96. Diagramas de fuerzas del anclaje.....	220
Figura 97. Esfuerzos cortantes (S_{xy}) valores de esfuerzos cortantes desarrollados en el modelo, valor máximo 39 KN/m^2	221
Figura 98. Desplazamiento del sistema de tirantes.	222
Figura 99. Separación entre anclajes, para garantizar FSD 1.95.....	224
Figura 100. Separación entre anclajes, para garantizar FSD 2.0.....	224
Figura 101. Parámetros para determinar longitud del dren.	229
Figura 102. Parámetros $S/H_u \Delta F/F L/H_u$	230
Figura 103. Incorporación de curva $L/H_u = 1$ en ábaco de diseño.	232
Figura 104. Corte típico de drenaje horizontal en talud.	234
Figura 105. Posición del drenaje con respecto a su eficiencia.	237

LISTA DE ANEXOS

1. Datos técnicos de anclaje tipo barra	250
2. Especificaciones malla electrosoldada	257
3. Datos del trabajo de prospección geofísica	259
4. Formulación y ábacos utilizados para análisis geofísico	262
5. Cálculos hidrológicos e hidráulicos	267
6. Prediseño del tirante. Parámetros corte directo	271
7. Prediseño del tirante. Parámetros geofísica.....	277
8. Registros de prueba de carga.....	283
9. Verificación de condiciones de adherencia del tirante de construcción.....	286
10. Cálculo de la pantalla	288
11. Cálculo de la placa de acero	291
12. Cálculos del diseño de drenaje horizontal.....	292
13. Análisis de precios unitarios	295

Resumen

El trabajo de titulación se denomina Proyecto de estabilización de talud mediante el uso de pantalla atirantada con anclajes activos tipo barra en el sector Santa Ana (abscisa 0+060 a 0+100) y trata sobre el análisis y diseño de pantallas ancladas con tirantes activos permanentes tipo barra requiere el conocimiento de sus elementos principales como resistencia del suelo, concreto armado, características de anclaje y su interacción en el sistema de contención.

Una de las variables más complicadas de obtener es la capacidad de adherencia del suelo en el contacto con la inyección cementicia en la zona de bulbo del tirante; a pesar de que existen múltiples recomendaciones y normativas internacionales que abordan el tema, no siempre reproducen con certeza el comportamiento del terreno en un proyecto en particular, por lo que se recurre a realizar pruebas carga o tensado a los tendones para determinar la adherencia terreno – cemento más cercana a la realidad y de esta manera realizar un dimensionamiento adecuado del conjunto anclajes - muro con el uso de herramientas computacionales; sumado a esta metodología se incorpora el uso de drenajes profundos, obteniendo como producto final una solución a la inestabilidad de la ladera, sugerencias, planos, presupuesto de proyecto, entre otros.

Abstract

The degree work is called Project of slope stabilization using an anchored-concrete wall with active bar-type anchors in the Santa Ana sector (abscissa 0 + 060 to 0 + 100) and it deals with the analysis and design of concrete wall anchored with permanent active bar-type braces requires knowledge of its main elements such as soil resistance, reinforced concrete, anchorage characteristics and their interaction in the containment system.

One of the most complicated variables to obtain is the soil's adhesion capacity in contact with the cement injection in the fixed area of the brace; Despite the fact that there are multiple international recommendations and regulations that address the issue, they do not always reproduce with certainty the behavior of the terrain in a particular project, which is why it is necessary to carry pull out test or out tension on the tendons to determine adherence terrain - cement closer to reality and in this way make an adequate measurement of the anchors - wall set with the use of computing tools; in addition to this methodology, the use of deep drains is incorporated, obtaining as a final product a solution to the instability of the slope, suggestions, plans, project budget, among others.

GLOSARIO DE TÉRMINOS

- Anclaje o tirante: Dispositivo capaz de transmitir una carga de tensión, a una zona del terreno capaz de soportar dicho esfuerzo.
- Anclaje pasivo: Es el dispositivo que entra en acción cuando el terreno presenta movimiento.
- Anclaje activo: Anclaje que induce a la deformación del terreno una vez instalado y pretensado.
- Armadura o barra: Parte longitudinal del anclaje encargada de transmitir la carga de tracción desde la cabeza hasta el terreno.
- Cabeza del anclaje: Zona del anclaje que transmite el esfuerzo de tracción de la barra longitudinal a la estructura.
- Carga nominal (P_N): Es la carga de proyecto de proyecto, obtenida de cálculos de estabilidad de ladera o calculada de los estados límites de servicio sin mayorar.
- Carga nominal mayorada (P_{Nd}): O carga estabilizante, obtenida de cálculos de estabilidad de ladera multiplicada por un coeficiente de incremento, que es de 1.50.
- Carga de prueba (P_p): carga máxima a la que se somete un anclaje en ensayo de prueba, comúnmente está en el orden del 1.33 de P_w .
- Carga referencial (P_a): es la carga que indica el inicio de la medida de la elongación o deformación del anclaje, su valor es generalmente del 10 % de la carga de prueba.
- Carga de tensado, servicio o de bloqueo (P_w): Llamada carga de trabajo es la carga última dividida para el factor de seguridad del anclaje que es 1.75, es la carga de tensión suficiente para mantener la estabilidad del terreno.
- Carga última (P_{ult}): Carga a la que se puede llevar un anclaje sin llegar a la rotura.

- Diámetro de perforación: Diámetro de excavación, definido por el tipo de broca y tubería de perforación.
- Ensayo de investigación: Ensayo que trata de extraer el anclaje del terreno aplicando distintos incrementos de fuerza a través de un gato hidráulico. Es ejecutado antes de la fase de construcción. Sus resultados permiten definir principalmente la capacidad de adherencia o resistencia del suelo en la zona de contacto terreno – lechada.
- Inyección: Es el relleno con una lechada generalmente cementicia (agua - cemento) de la zona vacía entre el anclaje y las paredes del terreno que ha sido previamente perforado. Permite transmitir la carga del tirante al terreno en la zona de bulbo.
- Inyección única global: Inyección de relleno en una sola fase.
- Longitud de bulbo: Conocida también como raíz o longitud fija, es la zona del anclaje que transmite la carga al terreno, comúnmente mediante una mezcla cementicia. La literatura recomienda una longitud de bulbo mínima de 4.50 m.
- Longitud libre o zona libre: Longitud comprendida entre la cabeza del anclaje y el extremo superior del bulbo su longitud mínima se recomienda en 3.0 m.
- Longitud libre aparente: Longitud teórica de la zona libre de un anclaje, que toma en cuenta las propiedades geométricas y mecánicas de la barra. Es obtenida en el ensayo de prueba de carga siguiendo las leyes de la elasticidad.
- Pantalla: Estructura de contención que se diseña para resistir el empuje ocasionado por la tierra contenida.
- Placa de apoyo: Elemento que reparte los esfuerzos del anclaje hacia la estructura, comúnmente fabricada de acero.

CAPÍTULO I

INTRODUCCIÓN E INFORMACIÓN GENERAL

1.1. Introducción

El presente trabajo analizará las condiciones de inestabilidad del talud en el sector Santa Ana, ubicado en la Provincia de Pichincha, y propondrá su estabilización con la utilización de anclajes activos, tipo barra, drenajes y una pantalla de hormigón armado, empleando los parámetros cohesión y ángulo de fricción del suelo obtenidos a través de un estudio geofísico en complemento con pruebas de carga, lo cual permite determinar la capacidad de adherencia del terreno en la unión suelo - lechada en la zona de bulbo de anclaje.

Los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento de estudios previos, se obtuvieron por ensayos de corte directo en muestras tomadas en la cara del talud; como complemento a estos estudios, se realizaron trabajos de prospección geofísica en campo, mediante la aplicación del método de sísmica de refracción determinando las capas de subsuelo, mediante velocidades de ondas P, S y su correlación con la geología local.

1.2. Antecedentes

Los procesos de la naturaleza: geológicos (litologías, hidrología), geomorfológicos (pendientes, relieve), climáticos (intensidad y volumen de lluvias), movimientos sísmicos, erosión eólica, etc., los inducidos por la actividad humana (deforestación, sobrepastoreo, minería urbanización desordenada, etc.), el desarrollo de proyectos de ingeniería: viales -

infraestructura (carreteras, ferrocarriles, represas, hidroeléctricos), inmobiliarios (edificios de considerable altura), mineros (túneles, minas), entre otros, han alterado la superficie de un terreno produciendo un relieve artificial en la que se genera un cambio de las condiciones del suelo que en muchos casos puede originar su inestabilidad.

Estudiar el origen de la inestabilidad en una ladera es un trabajo un tanto complejo, pues abarca el conocimiento de las condiciones geométricas del terreno, el grado de alteración - alternancia del suelo, el comportamiento de los flujos de agua externos e internos, influencia de los parámetros resistivos, sobrecargas, sismicidad del sitio de estudio, geotecnia entre otros.

Para resolver el problema mencionado, existen diferentes sistemas de prevención y corrección de inestabilidades que pueden ser desde la reconformación de la superficie alterada, revegetación, uso de geomembranas, muros de contención hasta la utilización de un sistema flexible anclado, así como la combinación de las distintas técnicas logrando efectividad en el trabajo y una reducción de costos estimable.

La ruta de acceso entre los sectores conocidos como Santuario y Santa Ana, es una vía de segundo orden, con poca o nula presencia de construcciones y edificaciones en su zona de influencia; localizada en la parroquia Tandapi, cantón Mejía, provincia de Pichincha es utilizada por sus moradores principalmente como camino de tránsito hacia la carretera Alóag - Santo Domingo y como cruce de ganado hacia los terrenos colindantes.

En diversos tramos de la carretera se puede observar que existen movimientos de suelo puesto que se visualizan la inclinación de árboles y vegetación, además de la erosión de las

capas de limo y arena que componen el terreno. A lo largo de su recorrido, el camino presenta una serie de derrumbes de menor magnitud que han ocasionado dificultades en el traslado de un sitio a otro de los habitantes; sin embargo, a mediados del mes de marzo de 2019 se presentó un evento de deslizamiento un tanto mayor en las cercanías del sector Santa Ana que obstaculizó el paso de automotores y personas que circulan por el sitio, producto de este movimiento de tierra y de los argumentos antes descritos, se propone una alternativa para la evaluación y remediación a las condiciones de inestabilidad del talud adyacente a la zona donde se produjo el deslizamiento, el cual podría generar un movimiento importante de masas de tierra y por lo tanto el cierre temporal de la vía por un periodo prolongado.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo general

- Basado en los resultados de las pruebas de carga proponer la alternativa de estabilización del talud en el sector Santa Ana, abscisa 0+060 a 0+100 dimensionando los anclajes activos, permanentes, tipo barra, así como los elementos estructurales del sistema de contención.

1.3.2. Objetivos específicos

- Compilar, estudiar y analizar la información topográfica - geotécnica, obtenida a partir de estudios previos, ensayos de campo y laboratorio para obtener las

características geométricas y las condiciones geomecánicas iniciales del talud a estabilizar.

- Generar el perfil geotécnico que permita realizar la evaluación del talud en condiciones naturales.
- Comparar los parámetros de resistencia al corte obtenidos de muestras recuperadas en la cara del talud y el que resulta de los estudios de carga a las que serán sometidos los anclajes.
- Establecer la solución de estabilización del talud mediante el uso de pantalla atirantada de hormigón armado, de acuerdo con la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-SE-GC Geotécnica y cimentaciones 2015, imponiendo un factor de seguridad de 1.50 para el análisis estático y 1.05 para escenario pseudo estático.
- Plantear el sistema de drenaje horizontal a utilizar.

1.4. Justificación

La técnica de uso de anclajes activos permanentes en suelos para estabilizar una ladera es cada vez más frecuente en obras de ingeniería en el país, a su vez el desconocimiento sobre el tema, genera incertidumbre acerca del análisis – diseño de tirantes, así como los ensayos de comprobación requeridos. Es por esta razón que el presente estudio pretende a más de plantear una solución a la inestabilidad del talud en el sector Santa Ana, ser una fuente de consulta que ayude al lector a entender de mejor forma el problema en mención.

Las diferentes técnicas para determinar la tensión última que genera un anclaje pueden arrojar diferentes resultados para un mismo anclaje, el programa de investigación que se propone con pruebas de carga reales permitirá determinar con una mejor aproximación la carga última que soporta el anclaje en el talud.

La utilización de anclajes activos en el proyecto de estabilización se ha escogido porque:

- Existe un estudio anterior que presenta la solución a la inestabilidad del talud con el uso de anclajes pasivos.
- Se considera que resulta económico el uso de un sistema activo, pues tienen mayor capacidad de carga en comparación con los anclajes pasivos, lo que implica menos perforación, menos armadura metálica, reducción de lechada de cemento, etc. (Ucar, 2002).
- Una de las diferencias entre el uso de anclajes activos en comparación con los pasivos, radica en la mayor eficiencia del sistema activo (cuando es correctamente instalado y tensado), puesto que hay una relación directa entre la mayor capacidad de carga del anclaje activo que se refleja en el incremento del valor del factor de seguridad, (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012), como se puede ver en la curva de la figura 1.

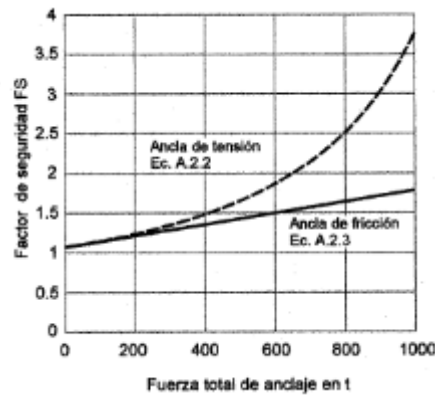


Figura 1. Factores de seguridad entre anclaje activo vs pasivo.

Fuente: (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012). Manual de construcción geotécnica (pág. 318).

Los estudios previos del proyecto de estabilización del talud en el sector Santa Ana, generan información poco precisa de las condiciones internas del talud, es decir, los parámetros del suelo fueron obtenidos a través del ensayo de corte directo a muestras tomadas en la superficie del talud. Al tener tal incertidumbre y no poder realizar perforaciones o estudios más completos en el sitio de obra, se ha creído conveniente realizar un estudio de geofísica y ensayos de pruebas de carga para obtener más datos del suelo. Con los datos obtenidos tanto de corte directo, geofísica y capacidad de adherencia resultante de las pruebas de carga, realizar una comparación de modelos para establecer cuál se adapta a las condiciones del sitio.

La modelación por medio de elementos finitos se realiza con el software MIDAS GTS NX del cual dispone licencia la Universidad Politécnica Salesiana a fin de analizar la interacción pantalla, tirante y suelo circundante.

CAPÍTULO II

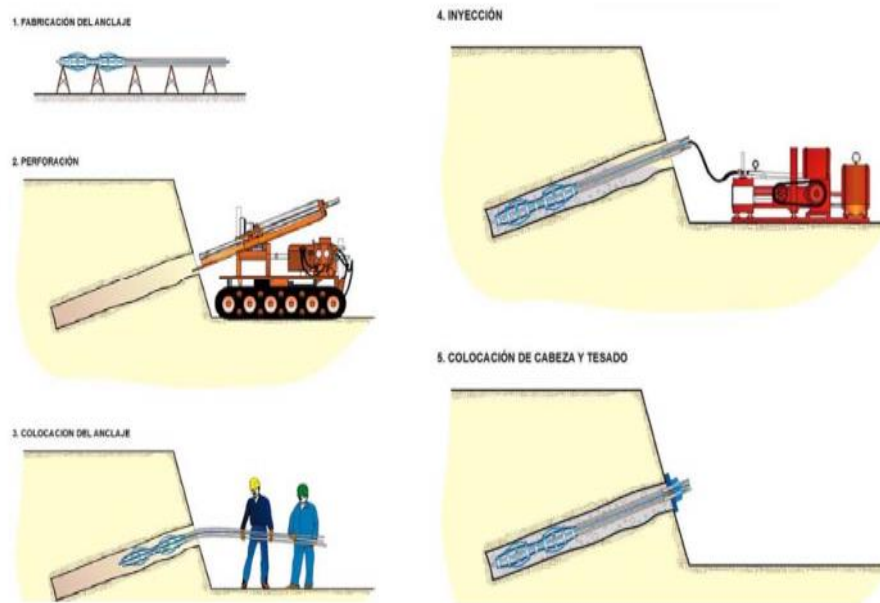
ESTADO DEL ARTE

2.1. Uso de anclajes

Los anclajes activos o postensados, transfieren carga al terreno o estructura a ser estabilizada, para lograr esto, de forma general se realizan las siguientes acciones:

- Fabricación del anclaje activo permanente. Teniendo cuidado en esta fase de asegurar los sistemas de protección frente a la corrosión que el diseño sugiera.
- Perforación del elemento donde se ubicará el anclaje. Este proceso, al igual que el resto de acciones, presenta múltiples variables como el tipo de maquinaria, velocidad de avance, tipo de barrido o limpieza, diámetro de perforación, utilización de revestimiento o encamisado entre otros.
- Colocación del anclaje. Dependiendo de la longitud de la barra, ésta puede ser insertada en su totalidad o por tramos empalmados por medio de acoples colocando separadores de plástico a lo largo de la armadura.
- Relleno de perforación por medio de inyección de lechada, mortero o resina. Que es el elemento que transmite la carga entre el tirante y el terreno en la zona de bulbo.
- Aplicación de carga de tracción al anclaje. Empleando gatos hidráulicos una vez que la lechada ha fraguado.

En la figura 2, se puede apreciar las etapas de instalación de un anclaje al terreno:



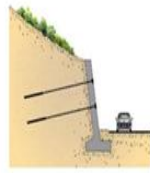
Proceso de instalación típico para anclajes perforados e inyectados con lechada

Figura 2. Etapas de instalación de un anclaje.

Perforación. Extracción de sarta de perforación e instalación de anclaje. Retiro de encamisado e inyección simultánea. Prueba del anclaje después del fraguado de la inyección. Tensado en carga de trabajo del anclaje. Fuente: (Murillo & Ortuño, 2010). Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras (pág. 5).

La utilización de un sistema de anclajes abarca un conjunto amplio de soluciones prácticas en el campo de ingeniería, siendo las principales las expuestas en la figura 3:

Reforzamiento de taludes.



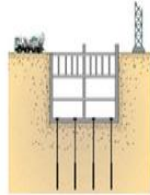
La barra de tensión es el elemento esencial que transmite las fuerzas de retención hacia el terreno con el fin de asegurar la estabilidad del conjunto.

Soporte de excavación.



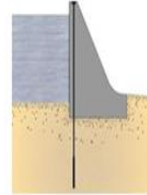
El uso de anclas, permite la realización de grandes excavaciones. Los movimientos de la pared durante las diferentes fases de construcción se controlan por la fuerza de pretensado aplicada a la barra.

Estabilización de losas y estructuras sometidas a subpresión.



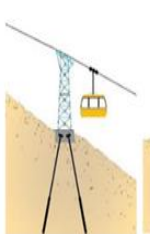
El uso de tirantes verticales para evitar esfuerzos de empuje producidos por cargas asociadas a la presión hidrostática, permiten bloquear los movimientos y estabilizar la estructura.

Refuerzo y estabilización de presas de hormigón.



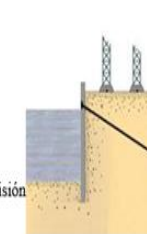
La estabilidad de una presa se puede aumentar mediante el uso de anclajes en el lecho de roca. Además de mejorar su resistencia, el sistema de anclajes provee una solución en lo concerniente a la impermeabilización de la presa.

Estructuras de anclaje.



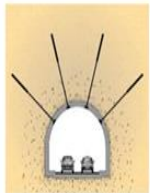
Micropilotes usados para cimentación de estructuras (teleférico - líneas de transmisión entre otros).

Muros de muelle.



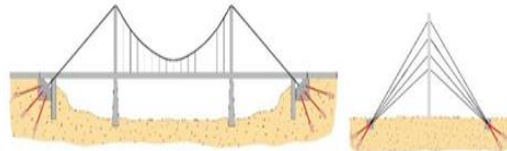
La recuperación de orillas de muelle. Está asociado al uso de anclajes pretensados con el fin de reducir las variaciones de tensión con los cambios en los niveles de agua.

Obras subterráneas. puentes.



Cuando es necesario protegerse de los movimientos de una bóveda, los tirantes proporcionan una solución duradera.

Anclaje de



El anclaje al suelo de cables de la estructura de un puente, por medio de anclajes postensados permite disminuir los efectos de fatiga del cable.

Transferencia al terreno de tensores.



Anclajes profundos transmiten tensiones de estabilización a estratos competentes que se encuentren en niveles distantes bajo de la estructura.

Refuerzos de estribos de presa.



El reforzamiento de estribos de presas utilizando anclajes tensados limita los movimientos de las masas de terreno adyacentes.

Figura 3. Uso de anclajes en la solución de obras de ingeniería.

Fuente: (Cómite francés de mecánica de suelos y geotecnia, 2020). Normativa TA2020 (pág. 108).

2.2. Estructuras de contención

Con el fin de resistir las fuerzas de empuje causadas por la tierra contenida, se diseña una estructura de contención, para situaciones de deslizamiento de tierra el muro ejerce una fuerza para contener la masa inestable y transmite esta fuerza hacia la cimentación o zona de anclaje fuera de la masa susceptible a moverse (Suarez, 1998). Existen varios tipos generales de estructuras de contención (figura 4), cada una con diferente forma de transmitir las cargas:

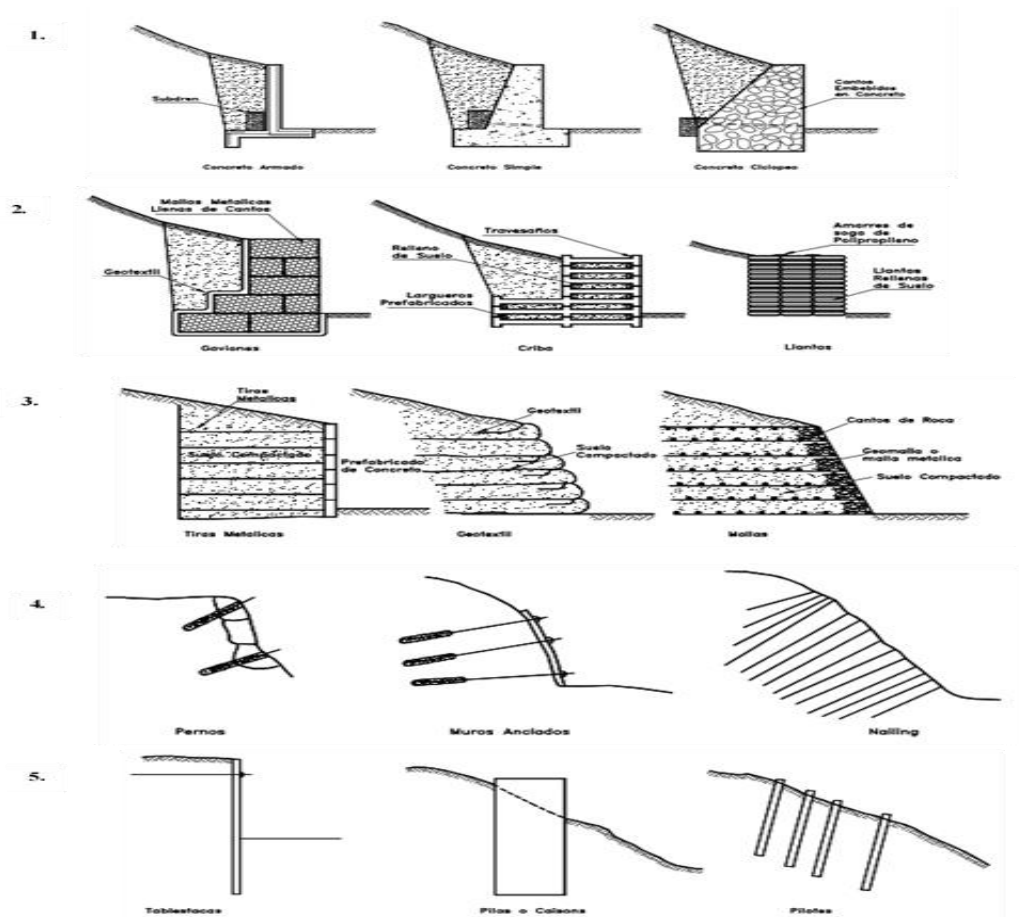


Figura 4. Diferentes tipos de muro de contención.
Recopilación de figuras de (Suarez, 1998). Deslizamientos. (pág. 475-478)
Elaborado por: El Autor.

1. Muros masivos rígidos. Generalmente de concreto, no permiten deformaciones importantes sin romperse, el suelo de su cimentación es competente transmitiendo fuerzas de ésta hacia el cuerpo del muro.
2. Muros masivos flexibles. Son efectivos dependiendo de su peso y capacidad de soportar deformaciones sin romperse.
3. Tierra reforzada. Consisten en terraplenes de suelo y dentro de éste elementos de refuerzo adicionados durante la compactación los cuales mejoran su resistencia a tensión y cortante. Exterioirmente actúan como estructuras a gravedad e internamente deben su resistencia al refuerzo que puede ser tiras metálicas y/o geotextil entre otros. Permiten construirse sobre fundaciones débiles, tolerando asentamientos diferenciales.
4. Estructuras Ancladas. Elementos en cuyo interior se ha realizado perforaciones para alojar varillas o tendones inyectados con material cementicio, resinas epóxicas o utilizando sistemas mecánicos.
5. Estructuras enterradas. Estructuras esbeltas, generalmente trabajan empotradas en su punta inferior. Internamente se someten a esfuerzos de flexión y cortante.

Para nuestro proyecto nos centraremos en el uso de estructuras de contención ancladas del tipo pantalla.

2.3. Pantallas atirantadas

Como se puede observar en la figura 5, las pantallas atirantadas o pantallas ancladas, son estructuras flexibles de contención que principalmente se componen de dos elementos,

uno es la pantalla o muro de revestimiento de hormigón armado, donde el concreto colocado puede ser fundido en sitio o por medio de hormigón proyectado (la armadura del muro puede constar de varilla corrugada o malla electrosoldada) y el segundo componente es el anclaje (en nuestro caso es el tirante permanente, activo tipo barra con sus accesorios y acoples inyectado con lechada cementicia) cuya función es transmitir la carga de tensión al muro para lograr estabilizar la ladera.

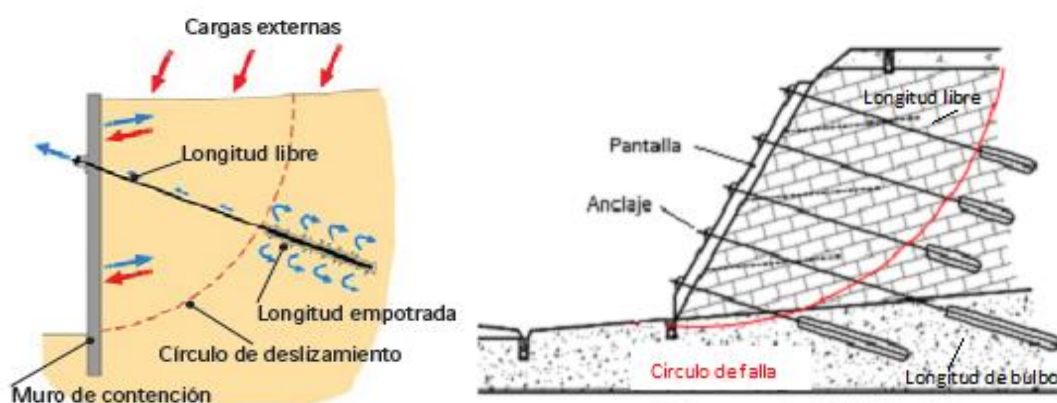


Figura 5. Esquema de pantalla atirantada
Elaborado por: El Autor.

2.4. Pruebas de carga en anclajes

Para garantizar la aptitud de un sistema anclado, es necesario realizar los controles de la capacidad del tirante y su interacción con el suelo circundante, a través de una prueba de carga. Dicha prueba de carga consiste en tensar el elemento de acero, medir los estados de carga y movimientos – desplazamientos producidos. Se proponen dos tipos de ensayo para garantizar la competencia de las anclas, llamados de idoneidad y aceptación.

En la figura 6, se indica el esquema de un gato hidráulico típico para la realización de pruebas de carga para anclajes de barra.

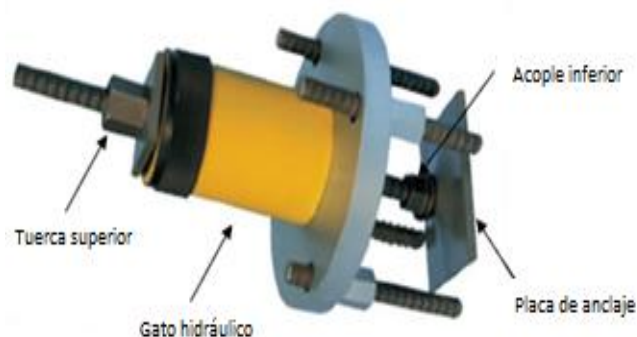


Figura 6. Gato hidráulico utilizado en pruebas de carga
Fuente: (Leoni, 2012). Micropilotes y anclajes inyectados (pág. 102).

2.5. Historia del uso de anclajes

De la bibliografía especializada, se encuentran datos de las primeras obras de importancia, donde se utilizan anclajes para estabilizar y aumentar la altura de presas de hormigón en Argelia, en los años 1934 a 1940 (Guzmán, 2003).

Posterior a la segunda guerra mundial, aumenta el uso de anclajes, siendo inicialmente su uso en rocas. Un refuerzo metálico insertado e inyectado en el suelo en combinación con el uso de hormigón proyectado, se derivó del sistema “rock excavation” conocido como “New Austrian Tunneling Method” (Rabcewicz 1964a, 1964b, y 1965). Posteriormente el método se expande a estabilizar taludes de tierra.

En el año 1958 en Múnich, Alemania, se construyen los primeros anclajes en suelos, con una prueba algo accidental, puesto que los anclajes se desviaron de la dirección prevista. Intentando aprovechar los tirantes ejecutados, se rellena con cemento el espacio entre la

perforación y la barra de acero; las pruebas de carga ejecutadas demostraron que la barra cementada al suelo transmite cargas de sujeción superiores a las dimensionadas (Guzmán, 2003).

Otros datos interesantes sobre la evolución del uso de anclajes en obras de estabilización, se remontan a:

- Año 1972, proyecto de ampliación de línea férrea (Versalles, Francia). Excavación de talud en suelo arenoso, altura de 18 metros (Rabéjac y Toudic 1974). Resultado: sistema económico, versátil, ahorro de tiempos de ejecución (Elias et al., 2003).
- 1975 a 1981, Universidad de Karlsruhe y la compañía Bauer (Alemania), realizan el primer programa de investigación sobre muros, con ensayos a escala real (Gässler y Gudenus 1981).
- 1976, Estados Unidos, sostenimiento de excavación profunda con anclajes en “Good Samaritan Hospital”, resultado: ahorro del 85% en costos y una ejecución en la mitad del tiempo comparado con los sistemas tradicionales. (Byrne et al., 1998).
- 1986, Francia, programa Clouterre: ensaya, prueba, monitorea y genera simulaciones numéricas con muros con anclajes escala real (Schlosser 1983, Clouterre 1993 y 2000).

2.6. Situación en el país

En el Ecuador se evidencia el uso de anclajes para estabilización de masas de terreno en distintos tipos de obras: hidroeléctricas (Paute, Mazar, Sistema de Transmisión 500 Kv), viales (Av. Simón Bolívar en Quito, Metro de Quito), entre otras.

Por lo mencionado, el uso de anclajes y su combinación con diferentes elementos estructurales para estabilizar taludes es un tema de actualidad que se ha venido desarrollando aceleradamente con el paso de los años.

Los estudios realizados en el Ecuador sobre estabilidad con anclajes se han concentrado en tesis que abordan el tema de muros claveteados y el diseño de anclaje pasivos por las recomendaciones FHWA, entre las que se pueden citar tenemos:

- León H. y Miño J. (2014). “Análisis experimental de los anclajes en muros claveteados”. EPN, Quito. De manera general aborda sobre diseños de anclajes pasivos en muros claveteados con las recomendaciones FHWA.
- Morales, B. (2012). “Metodología de estabilización de taludes de carretera”. PUCE, Quito. Donde se describen etapas y metodologías relacionadas al estudio de identificación de zonas inestables en carreteras y diseño de muros claveteados.
- Valdéz P. (2011). “Manual de Diseño y Construcción de Muros Anclados de Hormigón Proyectado”. USFQ, Quito. En la que trata de la interacción anclaje suelo y muro de hormigón proyectado.

Para el caso de uso de anclajes activos, se ha realizado poca investigación a nivel nacional y al no poseer una normativa ecuatoriana, nos apoyamos normalmente en métodos y normas extranjeras que ayudan a solucionar problemas geotécnicos con el uso de este sistema.

CAPÍTULO III

METODOLOGÍA

Estudiando y analizando la documentación técnica existente, se describe el concepto teórico que nos permite entender la técnica de remediación de un talud con inestabilidad, seleccionando los criterios principales que intervienen en el posterior dimensionamiento tanto de la geometría del talud, anclajes, drenaje y pantalla de hormigón.

Los pasos a seguir en el desarrollo del trabajo propuesto son:

- Recopilación de documentos tales como libros, tesis, normativas, investigaciones previas relacionadas con el proyecto, así como información de obras ejecutadas que contengan apuntes relevantes del tema.
- Estudio y análisis de la información que permita describir las propiedades índices del suelo, concepto de anclaje, variables de comportamiento, tipos de anclaje e inyección, sistema de diseño y construcción.
- Levantamiento en campo de la litología, puesto que se presentan capas claramente identificables de los distintos suelos que componen el talud. El levantamiento nos brindará información acerca de los espesores de suelo y buzamiento que afloran en la cara del talud; mediante el ensayo de sísmica se validarán los espesores de las capas de suelo además de conocer otras características como son módulo de elasticidad, módulo de Poisson.
- Se realizará un análisis preliminar con los datos del ensayo de corte directo en donde se define la superficie de deslizamiento por el método tradicional y

posteriormente se efectúa el predimensionamiento del anclaje en la sección crítica del talud.

- Descripción de las recomendaciones (PTI, 2014), FHWA (Sabatini, 1999), normativa UNE (Norma europea UNE-EN 1537, 2015) y preparación de especificaciones para realizar pruebas de carga, puesto que no existe una normativa ecuatoriana al respecto.
- Visita al campo durante la elaboración de los anclajes de prueba con la finalidad de que se dé cumplimiento a la especificación propuesta (diámetro de perforación, inyección de longitud de bulbo, ensayo de carga, etc.).
- Por medio de las pruebas de carga determinar la tensión que pueden desarrollar los anclajes, para así obtener la relación carga de trabajo – longitud de bulbo.
- Elaboración del modelo con MIDAS GTS NX y ajustes en las longitudes de bulbo para condiciones de adherencia de acuerdo a las recomendaciones (Dirección General de Carreteras, 2004)
- Diseño de los anclajes y muro bajo condiciones estáticas, mediante las recomendaciones normativas de atirantamiento y uso de computador, a fin de garantizar un $FSD \geq 1,5$ escenario estático y $FSD \geq 1,05$ escenario pseudo estático (Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda, 2014).
- Desarrollo de la solución incluyendo drenajes horizontales, para controlar los riesgos posibles por acumulación de agua en la parte posterior del muro.
- Desarrollo de conclusiones y recomendaciones.
- Elaboración de planos y cantidades de obra.

CAPÍTULO IV

MARCO TEÓRICO

4.1. Teoría de análisis de estabilidad

Se han desarrollado a través de los años diversas metodologías para el diseño de taludes, las mismas que buscan localizar la superficie crítica en donde se produce la inestabilidad de una ladera tanto en rocas como en suelos.

En un talud compuesto por suelos y cuando la superficie potencial de falla es circular, los métodos más usados para hallar la superficie de rotura son los métodos de dovelas, principalmente los criterios de resolución Bishop simplificado, de Fellenius, y el de Janbú. Cuando la superficie potencial de falla asumida sea plana, también pueden usarse algunas adaptaciones de estos métodos, pero el más comúnmente empleado es el de falla planar, así como el método brasileiro, en especial cuando se estudia la estabilidad de taludes en tobas constituidas por materiales cementados. Todos estos métodos permiten introducir las fuerzas de anclaje en los cálculos. (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012).

Valores bajos de factor de seguridad indican la posibilidad de deslizamiento de una masa de terreno. En algunas situaciones no es posible aumentar el factor de seguridad por métodos convencionales (cambios en la geometría del talud, inclusión de contrafuertes y bermas, muros de contención, entre los de común práctica) y una de las formas para controlar un posible deslizamiento es recurrir al análisis incluyendo fuerzas externas que contribuyen al aumento del factor de seguridad; para nuestro proyecto, estas fuerzas externas son

proporcionadas por un sistema de anclajes. Como se muestra en la figura 7, la teoría de análisis de estabilidad de una masa de suelo tiene diferentes formas de ser evaluadas: a. Con los métodos tradicionales de equilibrio límite (Fellenius, Janbú, Bishop, entre otros) y b. Método de elementos finitos.

ENFOQUE	ANÁLISIS DE EQUILIBRIO LÍMITE	ANÁLISIS DE ELEMENTOS FINITOS
CARACTERÍSTICAS	Bidimensional, Tridimensional (cuña) Masa rígida o semirrígida	Bidimensional, Tridimensional. Material de comportamiento elástico lineal no lineal. Con o sin resistencia a la tracción Con o sin discontinuidades.
DATOS DE ENTRADA	Geometría Modo de falla: Translacional, rotacional, plana, cuña. Parámetros c , ϕ : de fluencia, pico, residual. Agua empuje hidrostático, fuerzas de infiltración, presiones neutras.	Geometría. Campo de esfuerzos natural, roca: E , μ , c , ϕ . Discontinuidades: K_n , K_s , dilatación, c , ϕ . Agua: Efecto de las presiones neutras.
RESULTADOS	Factores de seguridad	Campo de esfuerzos, Campos de deslizamiento.
LIMITACIONES	No considera deformaciones.	Por lo general admite únicamente desplazamientos pequeños.

(*) Tomada de K.W. John (1975).

Figura 7. Análisis convencionales vs. elementos finitos en diseño de taludes.

Fuente: (Escobar, 2017). Geotecnia para el trópico andino. (pág. 174).

4.1.1. Métodos de equilibrio límite

Los métodos de equilibrio límite introducen hipótesis simplificadoras de resolución, expresando los parámetros de cohesión y ángulo de rozamiento constantes para el terreno, evalúan el factor de seguridad (FSD) relacionando el peso de cada dovela de suelo e imponen una superficie de deslizamiento. De forma general la resolución del FSD se evalúa por:

$$FSD = \frac{\Sigma \text{momentos resistentes}}{\Sigma \text{momentos deslizantes}} \quad (1)$$

Siendo:

FSD = Factor de seguridad al deslizamiento.

El método consiste en dividir el suelo potencialmente deslizante en dovelas o rebanadas verticales, calcular el equilibrio de cada una de ellas, y finalmente analizar el

equilibrio global, obteniendo un Factor de Seguridad (FSD) definido como la relación entre momentos resistentes y momentos deslizantes.

La práctica de introducir las fuerzas de anclaje como fuerzas resistentes es conservadora y recomendable, sobre todo en el largo plazo, por lo tanto, los anclajes permanentes deben garantizar su vida útil evitando deformaciones diferidas, ataques de agentes corrosivos, etc. (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012).

La figura 8 representa el esquema de análisis para el método de equilibrio límite, en donde:

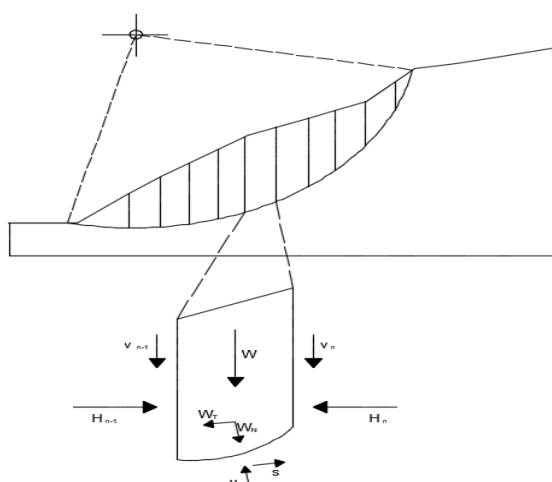


Figura 8. Esquema del análisis del método de equilibrio límite
Elaborado por: El Autor.

El peso de la rebanada (W) se descompone en un empuje tangencial (W_T) y otro vertical (W_N), paralelo y normal, respectivamente, a la base de aquella. W_T origina una tensión cortante, a la que se opone la propia resistencia al corte (s) del terreno, definida por la cohesión y la fuerza normal (W_N) disminuida en la presión intersticial (u). Las fuerzas V y H , con sus subíndices, definen la interacción entre rebanadas. Si las circunstancias así lo

requieren puede ser necesario considerar la incidencia de sobrecargas, fijas o temporales, las fuerzas de filtración a través del suelo, así como las acciones sísmicas.

Una vez calculado el FSD para una determinada curva de rotura potencial, se repite el proceso para otra distinta, y así sucesivamente hasta obtener un menor FSD, suponiéndose entonces que esta será la curva crítica. El proceso se repite hasta encontrar la superficie potencial de deslizamiento que resulte con un mínimo FSD y si este resulta < 1 , el sistema es inestable; en taludes anclados, las fuerzas y momentos para lograr la estabilidad deben ser proporcionados por el anclaje de manera total o parcial.

Al introducir las fuerzas de anclajes permanentes en tensión, se proporcionan fuerzas y momentos que contribuyen a la estabilidad del sistema desde que inicia el tensado de los mismos, por lo que se considera el análisis para:

$$FSD = \frac{\Sigma \text{ momentos resistentes} + Manc}{\Sigma \text{ momentos deslizantes}} \quad (2)$$

Siendo:

FSD = Factor de seguridad al deslizamiento.

Manc = Momento ejercido por las fuerzas de anclaje.

Vale aclarar que, si el sistema es inestable, con FSD reducidos, una de las formas para aumentar dicho factor es la inclusión de anclajes, con lo cual se realiza un nuevo análisis añadiendo las fuerzas que proporciona los anclajes al sistema hasta obtener un FSD adecuado.

4.1.2. Métodos de elementos finitos

El método de elementos finitos divide la masa de suelo en unidades pequeñas llamadas elementos finitos, los cuales se interconectan en sus bordes y nodos, formulando los desplazamientos internodales, se representan los resultados en forma de esfuerzos y desplazamientos a los puntos nodales, asumiendo una malla que toma en cuenta las propiedades elastoplásticas de los materiales.

La estimación del FSD no se realiza en base a una imposición de una superficie de falla, sino más bien del análisis de la zona con mayor susceptibilidad al deslizamiento, además de encontrar la superficie de falla en un talud el método puede analizar las posibles condiciones que afectan el comportamiento del talud (comportamiento de los materiales con base en el tiempo, detalles de fisuras, etc.). En la figura 9 se ejemplifica una malla de elementos finitos bidimensional en donde se puede apreciar los nodos y límites de contorno.

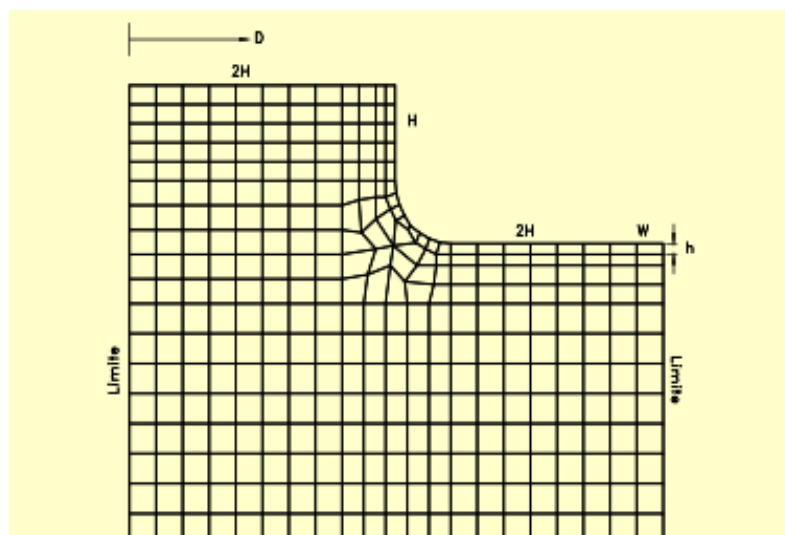


Figura 9. Esquema del análisis de elementos finitos
Fuente: (Suarez, 1998). Deslizamientos (pág. 135).

Tanto para el caso del análisis mediante equilibrio límite como para el de elementos finitos se considera que el FSD cumple la condición de la norma ecuatoriana de construcción NEC-SE-GC 2014 Geotécnica y cimentaciones en el capítulo 5:

$$FSD = \geq 1,5 \text{ escenario estático} \quad (3)$$

$$FSD = \geq 1,05 \text{ escenario pseudo estático} \quad (4)$$

En la figura 10 se puede observar un resumen de los métodos de cálculo para hallar el factor de seguridad al deslizamiento, en donde se establecen dos ramales principales: a) para métodos de equilibrio límite y b) para métodos numéricos. El gráfico indica también, que el método de Bishop simplificado, es un procedimiento no exacto, que tiende a entregar resultados aproximados.

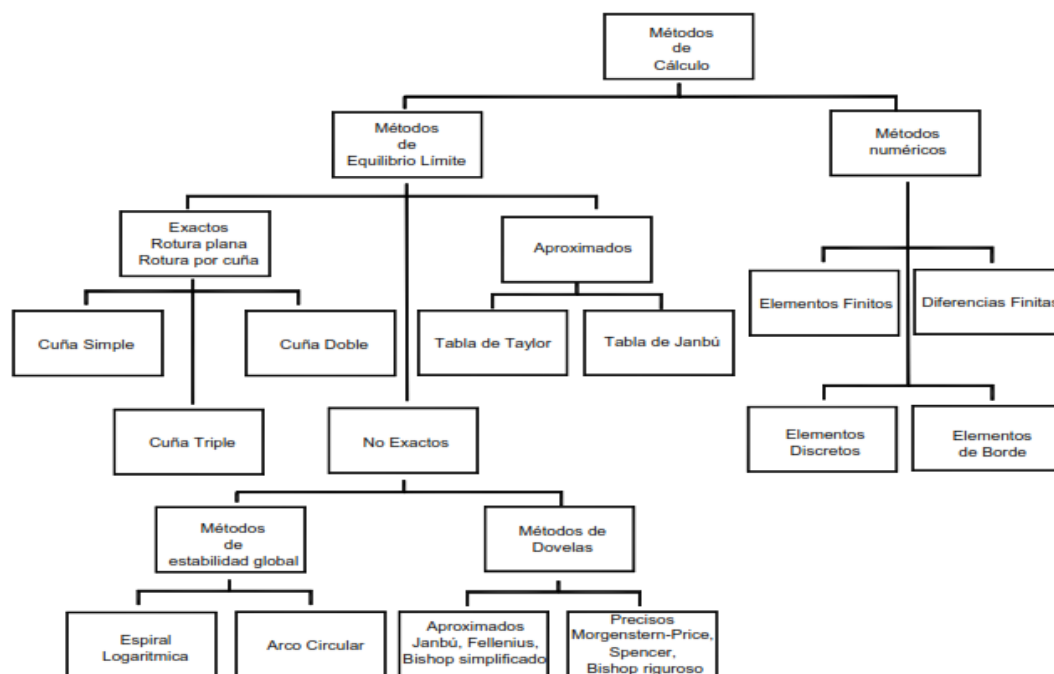


Figura 10. Métodos de cálculo de estabilidad de taludes.
Fuente: (Suarez, 1998). Métodos de estabilización (pág. 8)

4.2. Anclajes

De acuerdo a la normativa UNE (Norma europea UNE-EN 1537, 2015), se define como anclaje “un dispositivo capaz de transmitir fuerzas de tracción que le son aplicadas, a un lecho de terreno resistente”. Los tirantes cuyo diseño depende de las condiciones propias de un proyecto cumplen básicamente dos funciones: proporcionar resistencia al corte y a la tensión en taludes inestables, así como soportar de forma directa el peso de la masa deslizante. (Geotecnia en construcción especializada, 2002).

4.2.1. Clasificación de anclajes

Los anclajes se pueden clasificar de diversas formas, ya sea por el ambiente en el que se van a aplicar sean terrestres o marinos, tipo de armadura, su vida útil, funcionamiento, presión de inyección, geometría del bulbo, etc. una categorización muy general es la que se enuncia a continuación:

- Según la armadura o tirante, que es el elemento longitudinal que se somete a tensión, pueden ser de tipo barra, cables, autoperforantes, de fricción, manta ray, jack in, entre otros, como se muestra en la figura 11.



Figura 11. Diferentes anclajes según su armadura.

Recopilación de figuras de: (Murillo & Ortuño , 2010). Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras (pág. 18,19). (Leoni, 2012). Micropilotes y anclajes inyectados (pág. 108).
Elaborado por: El Autor.

- Otra clasificación está relacionada con su periodo de servicio, los anclajes se denomina anclaje permanente al proyectado para una vida superior a los dos años, y anclaje provisional al que debe actuar durante un periodo inferior a esos dos años. Las recomendaciones ATEP (Asociación Técnica Española) hablan incluso de 9 meses.
- Según la puesta a carga inicial, los anclajes que son sometidos a una carga mediante un procedimiento de tensado generalmente similar a la máxima tracción de trabajo y no inferior a la mitad de ésta se los denomina activos, en donde la carga máxima se transmite hasta la cabeza del anclaje, en cambio que los anclajes pasivos son aquellos que no se tensan en un inicio y requieren del movimiento - deformación de la masa de suelo para entrar en funcionamiento.
- (Pérez, 2004) clasifica a los anclajes en cuanto al procedimiento de inyección del bulbo, de acuerdo a este criterio se diferencian: anclajes con inyección única (IU) – inyección única global (IGU) y anclajes con inyección repetitiva (IR) - inyección repetitiva selectiva (IRS); los anclajes tipo IU-IGU son generalmente inyectados a baja presión o por efecto de la gravedad (presión de inyección $\leq 10 \text{ Kg/cm}^2$), en

cambio los IR-IRS son inyectados a altas presiones (presión de inyección > 10 Kg/cm²).

- Sin embargo, de todas las clasificaciones posibles, las normativas y recomendaciones internacionales usan con mayor frecuencia la clasificación que hace referencia al periodo de servicio o vida útil debido a que se asocia con la protección anticorrosión que es la consideración crítica cuando se usa un sistema de anclaje – pantalla.

La clasificación en mención se la puede observar en la tabla 1 a continuación:

Tabla 1:

Clasificación de anclajes según periodo de servicio

Norma	Clasificación
Recomendación	
PTI	Provisional: < 24 meses de servicio.
	Permanente: > 24 meses de servicio.
TA 95	Provisional: 9 -18 meses de servicio.
	Permanente: > 18 meses de servicio.
TA 2020	
DIN 4125	Provisional: < 2 años de servicio.
EN 1537	Permanente: > 2 años de servicio.
NBR 5629	

Nota: Clasificaciones realizadas por distintas normativas.

Elaborado por: El Autor.

Cuando se realiza una inyección tipo IRS, los elementos más usuales que se incorporan a la tubería de inyección son los manguitos de caucho y los obturadores, que tienen como función hincharse – romperse para generar una mayor presión de inyección. Dichos elementos se pueden apreciar en la figura 12.



Figura 12. Elementos utilizados en la inyección repetitiva.

Fuente: (Murillo & Ortuño , 2010). Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras (pág. 36).

4.2.2. Selección del tipo de anclaje

Escoger un apropiado sistema de anclaje depende de varios factores como el tipo de suelo donde se aloja el tirante, cargas actuantes en la estructura a estabilizar, sobrecargas, protección anticorrosión del tirante, efectos agresivos del suelo sobre la armadura, economía del sistema entre otros. En cuanto a una guía rápida para la selección del anclaje más adecuado, se puede considerar los criterios que se resumen en la tabla 2 que es una recopilación de varios autores:

Tabla 2

<i>Selección de tipo de anclaje pasivo –activo</i>			
Tipo de anclaje	Tipo de suelo	Carga	Otras Propiedades
Barra - pasivo	Limitación en lodos	Moderado rango de cargas de servicio, generalmente 200 KN.	Longitudes limitadas, difíciles de remover, menor carga sobre la estructura, protección contra la corrosión mínima.
		Extenso rango de cargas, llegando a 2000 KN con una sola barra.	Mayor longitud, eficientes hasta 40 metros, mejor remoción, mayor carga sobre la estructura de contención, necesaria la protección anticorrosión.
Barra - activo	Todo tipo de terreno		Para longitudes mayores a 40 metros son eficientes, difícil remoción, mayor deformación sobre la estructura de contención, protección contra corrosión
Cables	Todo tipo de terreno	Rangos de cargas, superiores a 2000 KN.	más exigente que en anclajes de barra.
			En caso de que un paquete de cables no satisfaga el control de carga deseado, se puede utilizar un sistema de cable multibulbo.

Nota: Selección de acuerdo con la capacidad de carga.
Elaborado por: El Autor.

La figura 13 obtenida de la Universidad de Buenos Aires, FIUBA Argentina, 2007 indica que no todos los anclajes pueden trabajar en todo tipo de suelo.

Terreno	Barra	Cable	Placa o hélice
Roca	Si	Si	No
Arcillas y limos plásticos	Si	Si	Si, suelos no cementados
Arenas	Si, mejor autoperforante	Si, lodos o camisas	Si
Gravas	Si, mejor autoperforante	Si, lodos o camisas	No

Figura 13. Selección del tipo de anclaje según el terreno.
Fuente: (FIUBA, 2007). Mecánica de suelos y geología (pág. 40).

4.3. Anclaje activo permanente tipo barra con inyección única global

En la literatura existente se describe al anclaje activo como un elemento estructural que transmite cargas de compresión al terreno (suelo o roca), para estabilizar una superficie estructural, la carga que se transmite al suelo se logra por medio de la inyección de lechada o mortero de cemento, así como resinas en el interior de la perforación en la zona de bulbo. Con respecto al proceso de inyección, esta puede ser a gravedad, inyección única global o inyección repetitiva selectiva. La inyección única global (IU-IGU), es la más simple y común la cual se realiza una sola vez desde el fondo de la perforación hacia la cabeza del anclaje con presiones finales que pueden ser de hasta 10 Kg/cm² según el criterio de TA-95 en concordancia con (Pérez, 2004). El término activo indica que los anclajes son tensados después de la inyección y fraguado del medio aglomerante, permitiendo entonces aplicar cargas de tracción a los anclajes y de compresión a elementos estructurales estabilizados por medio de los mismos. La denominación de permanente se usa cuando se garantiza por medio de una protección anticorrosiva y una vida útil generalmente mayor a 2 años, pero en la práctica comúnmente en el orden de 50 años.

Los anclajes activos permanente tipo barra con inyección única global (a.a.p.t.b.) se componen generalmente de un tendón de acero, introducidos en una perforación que se rellena en parte de su longitud con lechada de cemento, mortero o resina. A través del tensado activo, se genera una carga de compresión contra la superficie inestable. (Dywidag Systems International, 2016). Las partes que conforman un a.a.p.t.b. son: a) cabeza, b) Zona o longitud libre y c) Zona de anclaje o longitud de bulbo y se representan en la figura 14:

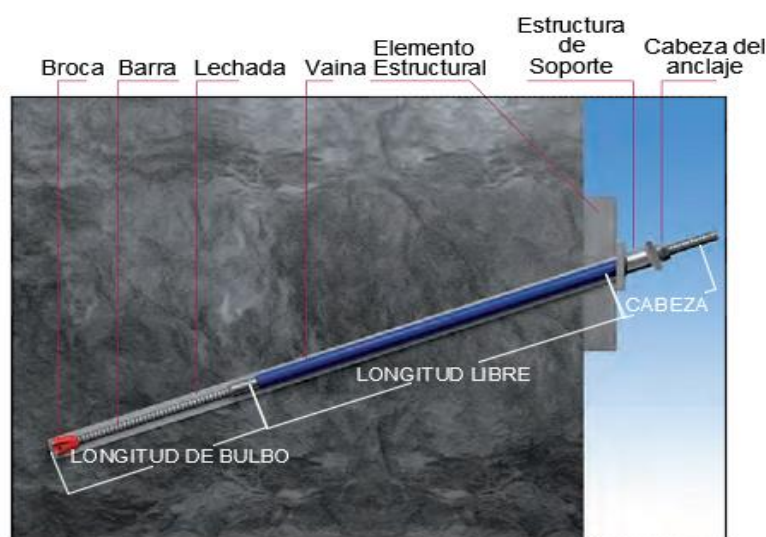


Figura 14. Esquema del anclaje.

Fuente: (Dywidag Systems International, 2016). Gama de productos geotécnicos Dywidag. www.dywidag-sistemas.com

4.4. Pantalla

Pantalla o muro que puede ser de hormigón colado u hormigón proyectado que para el caso del estudio se los define como muros anclados, cuya aplicación principal es reunir a todos los anclajes para que trabajen como una sola unidad, proporcionando un funcionamiento que permite contener los deslizamientos; el muro debe tener la suficiente capacidad de soportar los esfuerzos que le provoca el suelo y evitar el punzonamiento que pudiesen provocarlos anclajes.

Más específicamente, se puede describir a una pantalla atirantada o muro anclado para contención de tierra a los muros que logran su estabilidad a través de tirantes con capacidad de soportar las fuerzas que cargan sobre sí mismos, como son sobrecargas, empuje de suelo, del agua. Dichas fuerzas se trasladan por los anclajes a una zona detrás de una superficie crítica de falla, en dónde el anclaje se fija por medio de un bulbo de adherencia que funciona a tracción y fricción.

Los tirantes de acero activos se pre-tensan después de haber sido instalados en el suelo, colocándoles una carga de tracción que se transmite del anclaje al bulbo cementado, dicha fuerza de tracción se opone al movimiento de la superficie del talud ayudando a generar la estabilidad frente a un deslizamiento.

Estructuralmente la pantalla atirantada debe satisfacer las condiciones de diseño a flexión y punzonamiento. Un esquema típico de los diagramas de corte, momento y esfuerzos para un muro anclado se señalan en la figura 15, como sigue:

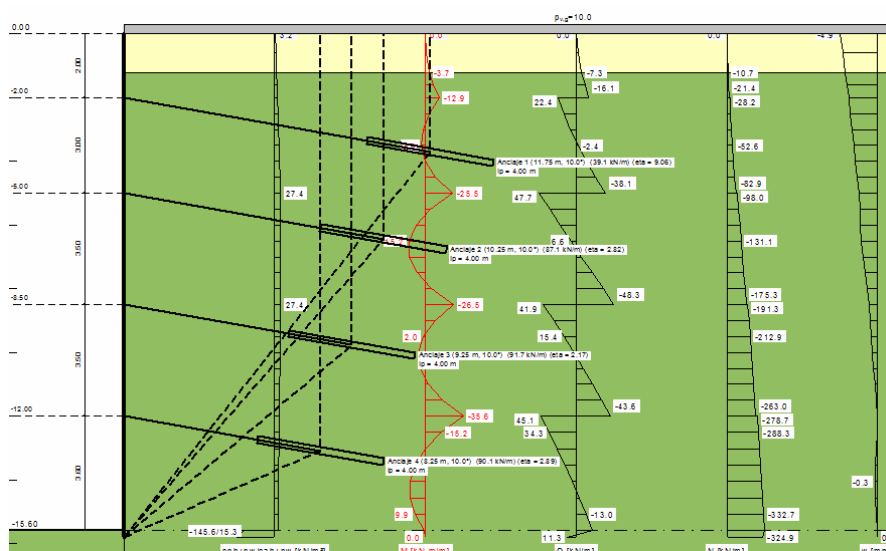


Figura 15. Ejemplo de diagramas momento, corte y esfuerzos para un muro anclado.

Fuente: (Guzmán, 2003). Terratest publicaciones (pág. 5).

http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/2003_05_Anclajes_Aldo_Guzmanan_CDT.pdf

4.5. Investigación geotécnica

El estudio geotécnico, nos permite conocer las condiciones geotécnicas relevantes que serán de utilidad para el proyecto. Entre los aspectos que se puede abordar se citan:

- Conocer antecedentes de problemas de inestabilidad, construcciones, uso del terreno.
- Revisar las cartas geológicas existentes y tratar de reconocer los fenómenos geológicos ocurrentes.
- Conocer la estratigrafía, en ocasiones se puede identificar la estratigrafía con la visita al campo, pero generalmente se necesita de ensayos y sondeos que permitan reconocer las formaciones del suelo.
- Obtener los parámetros del suelo, propiedades mecánicas e índice del terreno, el conocimiento del conjunto de las propiedades y la experiencia servirán para predecir el comportamiento de los materiales.
- Considerar la pluviosidad de la zona, debido a que, en la mayoría de los casos, los problemas de inestabilidad son producto de la acumulación de agua o falta de conducción de los flujos.
- El proyecto debe ajustarse a las disposiciones de las normas de construcción en materia sísmica. Ecuador al ser una región de alta sismicidad, posee un reglamento en esta materia que son las normas NEC.

La falta de información sobre las condiciones del terreno en las zonas de anclaje puede ocasionar la rotura de los anclajes en los ensayos de aceptación. El reconocimiento geotécnico

se extiende hasta los contornos de una zona tal que el perfil de los estratos pueda obtenerse por interpolación entre los sitios de sondeo, sin tener que extrapolar fuera de las mismas.

Además de la litología y estructura del terreno, en suelos también se deberá conocer:

- Descripción y calidad del suelo (granulometría, peso específico, contenido de humedad, límites de Atterberg).
- Resistencia al corte, compresión.
- Coeficiente de permeabilidad (correlaciones con D_{10}).

Por la escasa información que se posee, el alcance del proyecto se concentra en definir los parámetros de resistencia al corte de los suelos presentes en el talud a través de ensayos geofísicos y correlaciones existentes en la literatura que sumados a las pruebas de carga permiten definir la carga de trabajos de los anclajes, verificando el incremento del FSD por medio del uso de programas computacionales.

4.6. Normativa y recomendaciones

Internacionalmente existen numerosas normativas y recomendaciones específicas para realizar el dimensionamiento y construcción de muros anclados, la presente investigación ha tomado en cuenta como las más representativas las siguientes:

- Normas francesas TA-2020 – TA-95.
- Código ACI 318-19 y ACI 318-14.
- Norma Europea EN 1537 2015.
- Recomendaciones AASHTO LRFD 2017.

- Norma ecuatoriana de la construcción NEC-SE-GC 2015, capítulo 6. Geotécnica y cimentaciones.
- Geotechnical Engineering Circular No.7. Federal Highway Administration 2015.
- Norma británica BS 8081:2015. BSI standards publications.
- Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera de la Dirección de Carreteras, 2da edición, Madrid, 2004.
- Recomendaciones para anclajes post – tensados en suelo y rocas. PTI 2014 DC35.1-14.
- Norma ASTM D-4435-13 de julio de 2013.
- Norma alemana DIN-4125 2010.
- Norma brasilera ABNT NBR-5629 abril de 2006.
- Geotechnical Engineering Circular No.4. Federal Highway Administration 1999.

4.7. Diseño de muro anclado

De manera general, para efectuar el diseño de anclajes, se debe considerar además de los parámetros del suelo y la geometría de disposición lo siguiente:

- a) Los criterios de estabilidad en donde se valoran los aspectos de estabilidad global y equilibrio local.
- b) Definir las cargas nominales que evaluando la fuerza y dirección de los esfuerzos ejercidos por la estructura que se ancla.
- c) Forma de aplicar las tensiones.
- d) Conexión entre anclaje y estructura.
- e) Secciones mínimas y características de los materiales del sistema de anclaje.

- f) Ángulo de inclinación de las perforaciones.
- g) Dimensionamiento del anclaje (profundidad de anclaje, longitud libre, longitud del bulbo).
- h) Proyectar el muro considerando las solicitaciones derivadas del análisis de interacción suelo – pantalla mediante un programa de elementos finitos.

4.8. Tensado, pruebas y ensayos

Se requiere que el tensado cumpla con:

- Control y registro del comportamiento de carga del anclaje.
- Tracción de la barra.
- Anclaje en carga de bloqueo.

Se distinguen dos tipos de ensayos para anclajes:

- De aptitud que se subdividen en ensayos de investigación y de adecuación, tienen la particularidad de confirmar una situación de cálculo como capacidad de soportar tracción de prueba, longitud libre equivalente, pérdida de carga del sistema de anclaje.
- De aceptación, que corroboran la capacidad de soportar la carga de prueba, estado de fluencia o pérdida de carga en estado de servicio y longitud libre equivalente.

El alcance en esta fase, tiende a obtener la mayor parte de la información a través de las pruebas de carga, en donde se prevé recopilar la información suministrada de por lo menos a través de 3 pruebas de carga.

Posteriormente, se incorporarán dichos datos de adherencia bulbo-ancraje derivados de la prueba de carga en el software geotécnico MIDAS GTS NX, comparando los FSD obtenidos a través de la modelación con parámetros del ensayo de corte directo y geofísica, escogiendo el escenario que mejor se adapte a las condiciones particulares del sitio donde se ha observado la ocurrencia de deslizamientos.

CAPÍTULO V

PRINCIPALES CONSIDERACIONES QUE AFECTAN EL COMPORTAMIENTO DE UNA PANTALLA ATIRANTADA EN SUELOS

Cada elemento participante en la técnica de pantallas atirantadas (suelo, tirante, concreto armado) contribuyen para garantizar un buen desempeño estructural del sistema de contención, el conocimiento de una serie de variables interdependientes que afectarían el comportamiento del muro anclado y su influencia tanto en el diseño como en la vida útil del proyecto ayudan a estimar la capacidad de carga de cada elemento de una manera más realista, algunos de los aspectos más significativos que pueden ser considerados para el correcto funcionamiento de la estructura se ponen en consideración.

5.1. Consideraciones debidas a efectos naturales y actividad humana

Como se ha enunciado anteriormente, los procesos naturales y las actividades humanas contribuyen al cambio de las condiciones y características propias del terreno en donde suceden dichas actividades debido a que los materiales constituyentes de los suelos sufren alteraciones en sus propiedades; ésta condición de pérdida de propiedades puede ocasionar la inestabilidad de una ladera.

Entre los principales efectos que afectan la estabilidad de una ladera se pueden considerar:

5.1.1. Erosión hídrica y eólica

Tanto el agua como el viento afectan los taludes produciendo erosión, la cual ocasiona cambios en las condiciones geométricas, geomecánicas del talud, dando como resultado arrastre de partículas, incremento de deformaciones, disminución de la capacidad hidráulica, mayores pendientes y por lo tanto hay una condición de aumento de los esfuerzos desestabilizadores en el talud. La modificación de condiciones expuestas se puede apreciar en la figura 16.

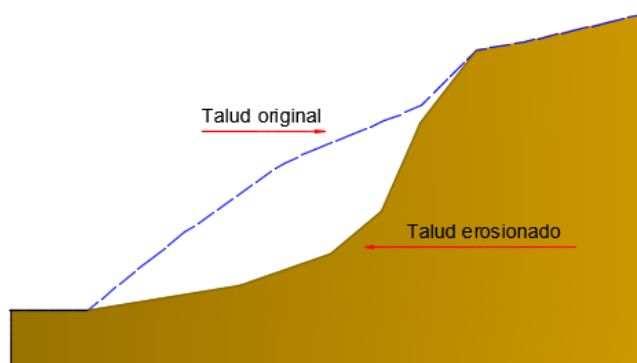


Figura 16. Efectos de la erosión hídrica y eólica en un talud.
Elaborado por: El Autor.

5.1.2. Lluvia

La intensidad de lluvia afecta a los taludes al saturar las partículas de suelo que lo conforman, aumentando el peso de la masa de suelo, incrementando la presión hidrostática produciendo la disminución de esfuerzos efectivos y, por lo tanto, la pérdida de la resistencia al corte. Se puede incrementar el riesgo de inestabilidad al existir grietas, huecos, cavidades o vacíos en el talud por donde se infiltra el agua pudiendo producir flujos internos de agua que incrementan las fuerzas actuantes o dando origen a fuerzas de filtración importantes.

En casos donde la erosión y/o la afectación por lluvia sean importantes se aconseja realizar una protección superficial del talud y dependiendo de cada caso de análisis, el uso de geomembranas, geomantas, concreto lanzado, pantallas de hormigón, o revegetando el talud con o sin la inclusión de anclas, además es muy recomendable la protección en la zona de corona o cabeza del talud con el uso de cunetas, contracunetas o lavaderos. En la figura 17 se puede observar los posibles efectos de la lluvia sobre un talud sin protección.

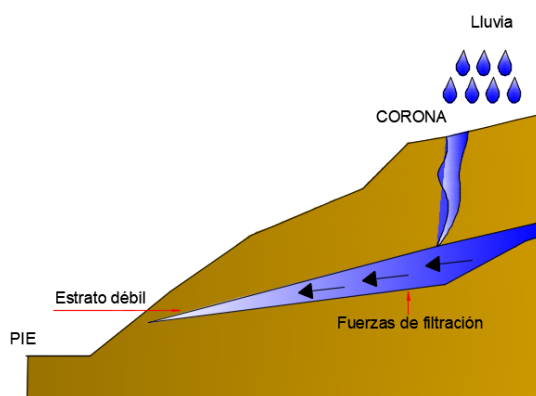


Figura 17. Efectos de la lluvia en un talud.
Elaborado por: El Autor.

5.1.3. Sismo

Los esfuerzos cortantes dinámicos provocados por los sismos, reducen la resistencia al esfuerzo cortante debido a la acción cíclica de carga y descarga en la cual se degrada la resistencia y rigidez del suelo. En la peor de las situaciones, el suelo se puede licuar. En otras palabras, la licuación puede ocasionar el desplazamiento, hundimiento o volcamiento de una infraestructura, ver figura 18.

Las presiones de tierra para escenario con sismo, pueden ser evaluadas por las ecuaciones de Mononobe – Okabe en el análisis sísmico de pantallas atirantadas.

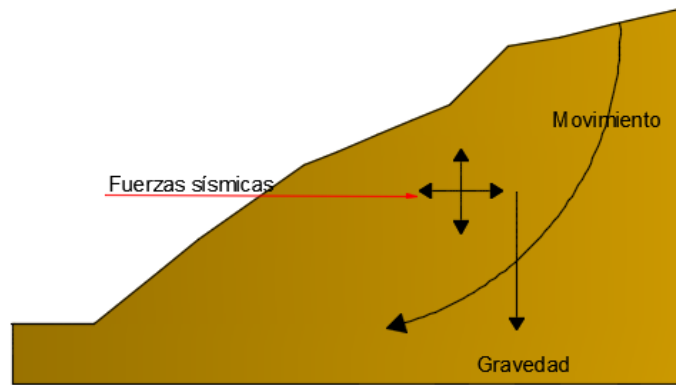


Figura 18. Efectos de sismo en un talud.
Elaborado por: El Autor.

5.1.4. Cargas externas

Las condiciones de un talud con carga en su parte superior (figura 19) es un escenario crítico de análisis, por lo tanto, especial cuidado se debe tener con la presencia de sobrecargas en la corona del talud, puesto que se provoca un aumento considerable de las fuerzas actuantes en la masa de suelo, lo que conllevaría al movimiento del talud si las cargas no se controlan.

Una de las primeras recomendaciones para evitar la inestabilidad de un talud es tratar de eliminar las cargas que se ubican en la corona - cabeza del talud.

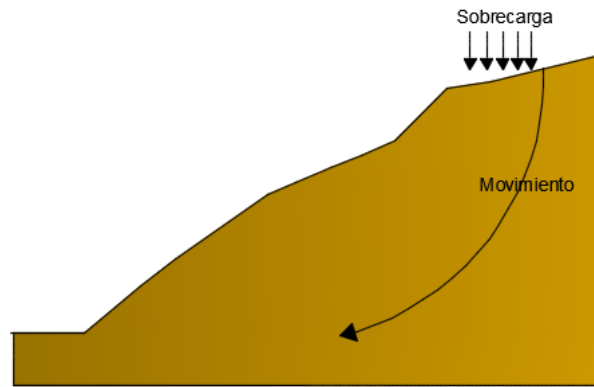


Figura 19. Efectos de sobrecargas en un talud.
Elaborado por: El Autor.

5.1.5. Excavaciones en pie de talud

Otra condición crítica de estabilidad en un talud se presenta cuando se realizan excavaciones en el pie del talud (figura 20), puesto que se disminuyen las condiciones de esfuerzo cortante del suelo.

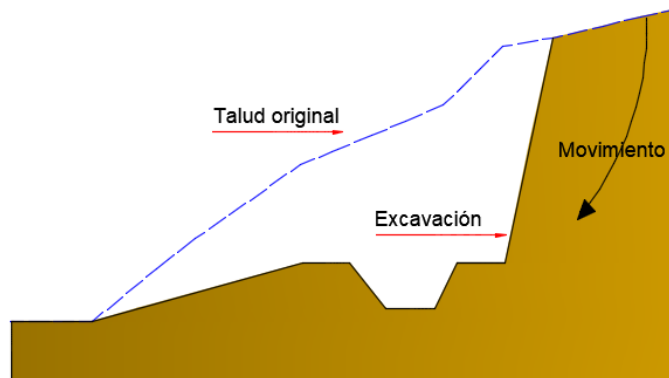


Figura 20. Efectos de excavaciones en un talud.
Elaborado por: El Autor.

5.2. Consideraciones geotécnicas

En la aplicación de un sistema de contención con anclajes se requiere un conocimiento tan detallado como fuese posible de las condiciones ingenieriles existentes, de problemas de inestabilidad previos, de construcciones anteriores, condiciones litológicas locales, sismicidad, régimen de lluvias en la zona, aportaciones de humedad (riego, fugas domésticas, fugas en redes de drenajes), entre otros.

La visita al sitio de intervención se vuelve muy útil debido a que se pueden identificar problemas de inestabilidad en sitios aledaños, así como la efectividad de las soluciones aplicadas en caso de su existencia. Entrevistar a los lugareños y la revisión de fotografías aéreas del sector (en caso de haberlos) suele ser la mejor opción para conocer los estados de deslizamientos a lo largo del tiempo.

En proyectos de gran envergadura la colaboración del especialista en geología es indispensable, además de ensayos para determinar las condiciones hidráulicas dentro del talud. (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012).

5.2.1. Tipo de suelo

Entender el comportamiento del suelo es una tarea un tanto compleja, puesto que a diferencia del acero o del hormigón, el suelo es un material heterogéneo, anisotrópico y cambiante que sufre modificaciones en cuanto a sus propiedades de resistencia y deformabilidad, por lo que utilizar un único modelo físico matemático para resolver el

problema de diseño de pantallas ancladas no es posible p.ej. la capacidad de carga de un mismo tipo de anclaje se analiza de diferente forma dependiendo si es aplicado en un estrato arenoso o arcilloso.

Por otro lado, la magnitud de las cargas que pueden transferirse al suelo están limitadas por las propiedades mecánicas de cada tipo de suelo p.ej. resistencia al esfuerzo cortante baja, deformabilidad alta; este tipo de susceptibilidades pueden conllevar a una menor eficiencia del sistema anclado.

5.2.2. Esfuerzo cortante - cizallamiento

El desplazamiento o rotura de partículas de una masa de suelo a lo largo de una superficie de falla se produce comúnmente por un aumento excesivo del movimiento de partículas, por tal razón, el suelo ya no puede soportar un aumento de carga, produciéndose el corte.

Por lo tanto, en el diseño de cualquier obra de contención, se debe considerar las diferentes solicitaciones tanto del suelo como de las fuerzas externas aplicadas, para verificar que el suelo resiste estas solicitaciones determinándose la fuerza de corte del suelo por medio de un análisis de estabilidad de taludes.

El máximo esfuerzo de corte que el suelo puede soportar sin romperse, es la llamada fuerza de cizallamiento o esfuerzo cortante, que tiene dos componentes principales: cohesión y ángulo de fricción. (Dellalibera, 2015).

5.2.2.1. Cohesión

La cohesión puede definirse como la adherencia entre partículas del suelo debido a la atracción entre ellas. Una parte de la fuerza que resiste el suelo a esfuerzos de corte o cizalladura es debido a la cohesión; las arcillas de grano fino poseen un valor alto de cohesión, no así los suelos sedimentarios granulares que apenas presentan cohesión.

5.2.2.2. Fricción

El fenómeno de fricción en un suelo termina cuando se aplica cualquier fuerza al suelo causando el desplazamiento de las partículas que lo conforman, puesto que sus partículas se deslizan y reacomodan en los vacíos. Por lo que, para un mismo suelo, el ángulo de fricción interna puede variar según su compacidad (suelos más densos presentan un mayor ángulo de fricción que los suelos esponjosos).

En terrenos arcillosos, las partículas de suelo son laminares provocando mayor absorción de moléculas de agua, además de producirse la atracción electro-química de partículas que producen el efecto conocido como cohesión el cual se manifiesta en la adherencia que se produce entre el bulbo y el suelo circundante. En cambio, en terrenos arenosos, las partículas son más grandes, y las fuerzas aplicadas generan la fricción que se produce debido al contacto entre las partículas de suelo.

Se puede explicar la acción de la fricción, como un bloque deslizante sobre una superficie plana inclinada, tal como se indica en la figura 21.

La fuerza del peso propio (W_p) se descompone en su componente normal (N) y componente tangencial (T). La fuerza necesaria para mover al bloque (T) es función de la fuerza normal (N) y el coeficiente de fricción ($\tan \phi$) entre los dos materiales (plano inclinado y superficie del bloque). El ángulo de fricción representa al ángulo máximo de la fuerza (W_p) que puede ser transmitida por el cuerpo al plano de contacto normal sin que ocurra el deslizamiento.

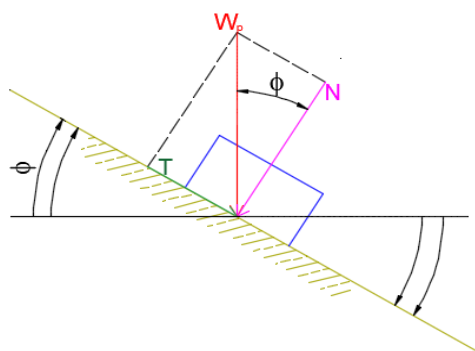


Figura 21. Representación de fuerzas actuantes en un plano inclinado.
Elaborado por: El Autor.

$$T = N * \tan \phi \quad (5)$$

Siendo:

W_p = Peso propio del bloque.

T = Fuerza de corte.

N = Fuerza normal.

ϕ = Ángulo de fricción.

Para suelos la ecuación (5), puede ser reescrita como:

$$s = \sigma' * tg\phi' \quad (6)$$

Siendo:

s = Tensión de corte o cizallamiento.

σ' = Tensión normal efectiva actuante en el suelo.

ϕ' = Ángulo de fricción interno del suelo.

5.2.3. Criterio de Mohr – Coulomb

La resistencia al corte del suelo como se ha descrito, consta de dos partes: la cohesión y la fricción, por lo que la resistencia - esfuerzo al corte o cizallamiento propuesta por Coulomb en base al diagrama de Mohr puede ser:

$$\tau = \sigma' * tg\phi' + c \quad (7)$$

Siendo:

τ = Esfuerzo cortante o tensión resistente al corte del suelo.

σ' = Tensión normal efectiva actuante en el suelo.

ϕ' = Parámetro de ángulo de fricción del suelo.

c = Parámetro de cohesión del suelo.

La relación entre esfuerzo normal, cohesión y esfuerzo cortante se representan en la figura 22.

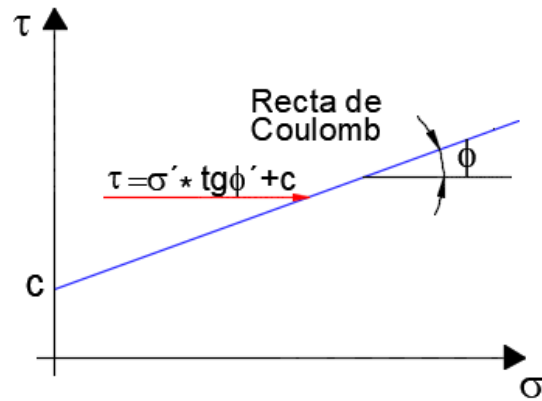


Figura 22. Relación entre esfuerzo normal, cohesión y esfuerzo cortante.
Elaborado por: El Autor.

Los estados límites que puede soportar un suelo se representa gráficamente por el círculo de Mohr, el cual permite determinar la fuerza de corte del suelo. Para determinar el esfuerzo cortante de un suelo, se realizan ensayos con diferentes valores de σ_3 (esfuerzo principal menor en el plano de falla), incrementando σ_1 (esfuerzo principal mayor en el plano de falla) hasta la ruptura del suelo. Cada círculo de Mohr representa el estado de esfuerzos hasta alcanzar la rotura del suelo. La línea tangencial de estos círculos se define como la envolvente de ruptura de Mohr (figura 23) que es de forma curva, pero por la simplificación realizada por Coulomb se la asume como recta.

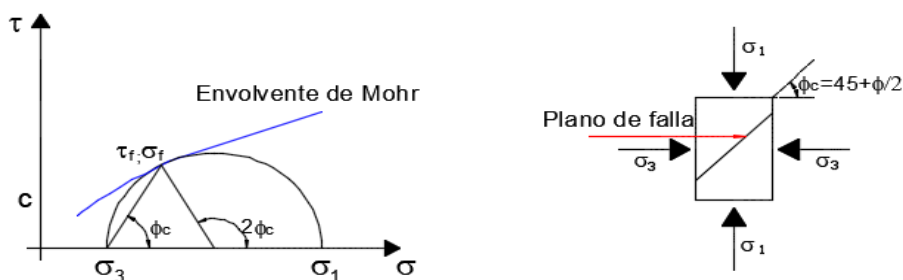


Figura 23. Representación de envolvente de Mohr.
Elaborado por: El Autor.

Según se cita en (Dellalibera, 2015), “existen cuatro estados de tensiones asociados a un punto que ayudan a entender la envolvente de Mohr -Coulomb”, según la figura 24:

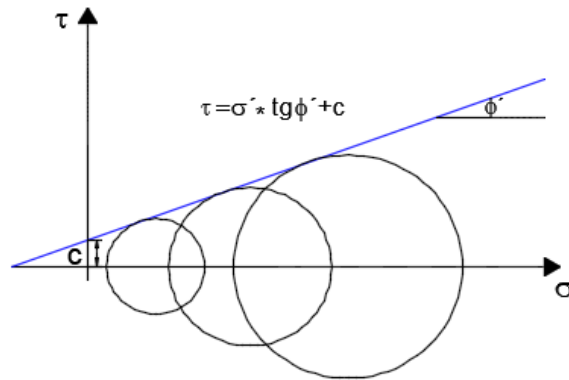


Figura 24. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb.
Elaborado por: El Autor.

- **Estado 1:** figura 25, la muestra de suelo se somete a presión hidrostática (igual en todas direcciones). El estado de esfuerzos se representa por el punto σ_3 y el esfuerzo de corte es nulo ($\tau=0$).

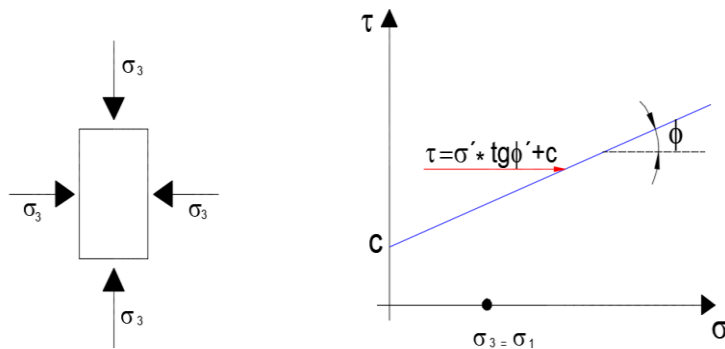


Figura 25. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 1.
Elaborado por: El Autor.

- **Estado 2:** figura 26, el círculo de Mohr se encuentra debajo de la envolvente, el esfuerzo cortante (τ_α) en el plano de falla es menor que la resistencia al corte del suelo (τ) para la misma tensión normal. No existe rotura.

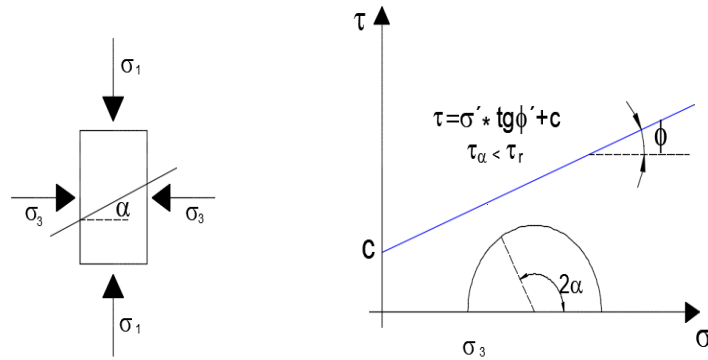


Figura 26. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 2.
Elaborado por: El Autor.

- **Estado 3:** figura 27, el círculo de Mohr tangente a la envolvente de rotura. En este caso se ha encontrado la rotura del suelo en algún plano. Esta condición ocurre en un plano inclinado con un ángulo crítico con el plano donde el esfuerzo principal mayor actúa.

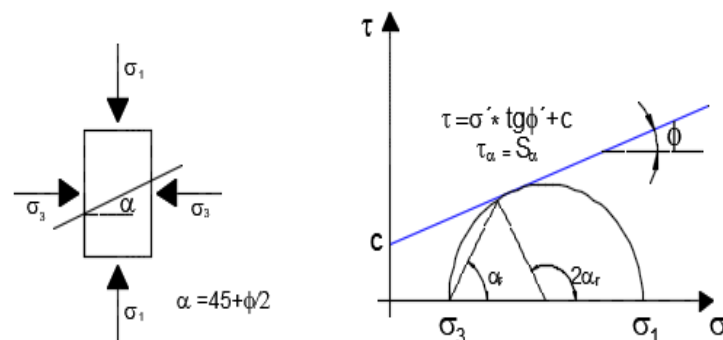


Figura 27. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 3.
Elaborado por: El Autor.

- **Estado 4:** figura 28, círculo de Mohr imposible de ser obtenido, puesto que ocurriría la rotura en varios planos.

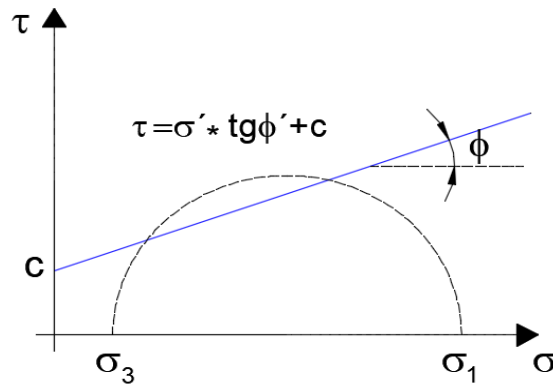


Figura 28. Representación de envolvente de Mohr-Coulomb. Estado 4.
Elaborado por: El Autor.

5.2.4. Estabilidad de taludes

La estabilidad del talud es fundamental para definir el diseño estructural de la pantalla atirantada y ella depende directamente de las propiedades intrínsecas del suelo. Hay varios métodos publicados para el análisis de estabilidad de taludes, que pueden ser modelos de cálculo determinísticos o probabilísticos. En los modelos determinísticos (métodos de equilibrio límite y elementos finitos), la estabilidad del talud garantiza un factor de seguridad con valores absolutos (según lo apuntado en la sección 4.1.), mientras que los modelos probabilísticos los valores de seguridad se realiza en términos de un índice de fiabilidad, lo que permite descubrir la probabilidad de que ocurra el deslizamiento en base a índices de certeza de la probabilidad estadística. Por lo expuesto, los métodos determinísticos son los más comúnmente utilizados para el análisis de la estabilidad del suelo, para el presente trabajo se utilizará el método de Bishop simplificado por parte de equilibrio límite y análisis por el método de reducción de esfuerzos SRM para elementos finitos.

5.2.5. Método de Bishop simplificado

El método presentado por Bishop en 1955, consiste básicamente en dividir al suelo en dovelas y calcular el equilibrio de cada una de ellas considerando el peso volumétrico del suelo, la estratigrafía, es decir, utiliza un ángulo de fricción y cohesión independiente para cada dovela, además toma en cuenta la fuerza horizontal entre las dovelas. La formulación del método de Bishop simplificado se ilustra en la figura 29.

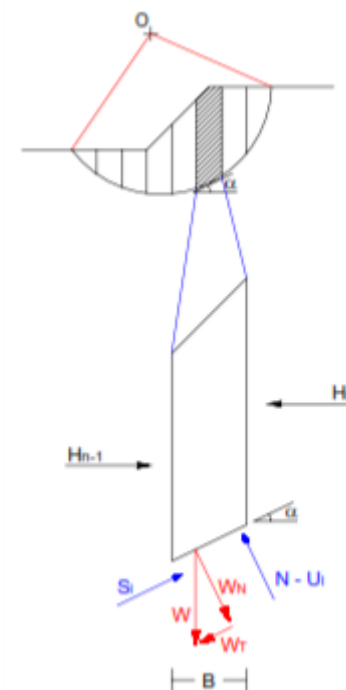


Figura 29. Formulación del método Bishop simplificado.

Fuente: (Valladarez, 2015). Estabilidad de taludes con anclas (pág. 32).

El método busca el equilibrio de momentos respecto al centro del arco que coincide con la superficie de falla, por medio de iteraciones se consigue el factor de seguridad.

- El FSD es igual a:

$$FSD = \frac{\Sigma (c * B + (W - u * B) * \frac{\text{tg } \varphi}{m_a})}{\Sigma W * \text{sen} \alpha} \quad (8)$$

$$ma = \cos \alpha * (1 + \frac{\text{tg} \alpha * \text{tg} \varphi}{FS}) \quad (9)$$

Siendo:

W	=	Peso de la dovela.
W _T	=	Peso propio de la dovela.
W _N	=	Sismo vertical.
N	=	Sismo vertical.
H _{n,n+1}	=	Sismo vertical.
U	=	Sismo vertical.
U _i	=	Sismo vertical.
B	=	Base de la dovela.
c	=	Cohesión del suelo.
f	=	Ángulo de fricción del suelo.
FSD	=	Factor de seguridad al deslizamiento.

- El FSD resultante para mantener el estado de equilibrio deberá cumplir la condición de la norma ecuatoriana de construcción NEC-SE-GC 2014, $FSD \geq 1.5$ para condición estática.

5.2.6. Método de reducción de esfuerzos (SRM)

El factor de reducción de la resistencia se utiliza para calcular el factor de seguridad mínimo de deslizamiento que se puede producir en el talud.

El método strength reduction method (SRM) disminuye gradualmente los parámetros de resistencia al corte, cohesión y fricción hasta que se producen desplazamientos excesivos en el cuerpo del talud y ese punto se considera el punto de falla del mismo. La aplicación del método y una explicación con mayor detalle se encuentra en la sección 9.9.3. (Cálculo de factor de seguridad con MIDAS GTS NX) y 9.12. (Modelación y resultados obtenidos con MIDAS GTS NX)

5.3. Consideraciones acerca de los materiales

Una pantalla atirantada requiere de ciertas observaciones para garantizar la fiabilidad del sistema, como la utilización del mismo material y proceso de ejecución en una misma zona del proyecto, es decir, usar anclajes fabricados con materiales de similares características en cuanto a instalación, capacidad y durabilidad; asegurarse de realizar por lo menos un ensayo de validación de carga antes de la ejecución de un número considerable de anclajes, en lo que respecta a la lechada y hormigón armado no modificar las propiedades de los materiales manteniendo las especificaciones de diseño. Se puede citar las diferentes recomendaciones para los elementos constituyentes de una pantalla atirantada a continuación:

5.3.1. Acero y acoplamientos del anclaje

La barra de acero, anclaje o tendón es el elemento de refuerzo que trabaja a tensión, máximo al 60 % de su límite elástico en anclajes permanentes. Éste acero trata de entregar fuerzas adicionales y controlar los desplazamientos en el suelo, sin embargo, con esfuerzos excesivos inician dislocaciones del elemento, el nivel de reacción y deformación depende de sus características esfuerzo-deformación y de la rigidez, por lo que según (A. Carvajal, Gerdau AZA 2008), el refuerzo deberá tener la capacidad de fuerza y desplazamiento suficiente para satisfacer la inestabilidad, así como poseer la rigidez necesaria para enfrentar los diferentes ambientes geomecánicos.

Para el cálculo de la sección de la barra de acero, la mayor parte de normativas recomiendan que el esfuerzo no debe sobrepasar el 60 % de la resistencia a tracción del acero.

$$A_T = \frac{T_{DIS}}{0.6 \cdot F_y} \quad (10)$$

Siendo:

A_T = Sección del tirante [mm²].

T_{DIS} = Fuerza de tensión de diseño del anclaje [KN].

F_y = Límite de fluencia del acero [KN/mm²].

Pese a que existe un sin número de sistemas de anclaje tipo barra, p.ej. de acero, de fibra de vidrio, fibra de carbono, para nuestro estudio, se puede diferenciar tres tipos de barras que se comercializan en el país: barras de acero de corrugada laminada en caliente, barras de acero tipo helicoidal y barras de acero autoperforante de alta resistencia.

El tirante es usado para mejorar la habilidad del suelo para ser autosoportado, el tendón de barra puede ser de alma llena (barra sólida) o no (barra autoperforante), el uso de un modelo u otro depende del tipo de terreno a estabilizar y maquinaria empleada en la perforación; el uso de anclajes autoperforantes es preferible en terrenos difíciles–deleznables, puesto que aceleran la ejecución y ahorran recursos del proyecto.

Las barras de acero corrugadas disponibles en Ecuador cumplen la norma INEN 2167 - ASTM A706, con resistencia a rotura de 550 MPa (ver Anexo 1), su uso es recomendable cuando las cargas a soportar son de poca magnitud debiendo tener cuidado en los accesorios y elementos usados, puesto que, el anclaje podría soportar la carga en tensión, pero no así el resto de sus componentes tal como el roscado al final de la barra para sujeción de tuerca y placa.

Para poder controlar cargas importantes es aconsejable el uso de varillas de acero procesadas para alta tensión o Hot rolled, en el país se puede encontrar este tipo de barras que cumplen la especificación ASTM-F432 (Standard Specification for Roof and Rock Bolts and Accessories), ASTM A416, ASTM A615, ASTM A706, NCh 204 Of. 2006, con resistencia a la rotura de 550 – 1,100 MPa (ver Anexo 1); su uso es aconsejable en la mayoría de casos, puesto que, el sistema acero de anclaje y sus accesorios cumplen los requisitos de una normativa específica, además que soportan mayor transferencia de carga en comparación con el uso de varillas comunes. Un resumen de barras de acero de preesfuerzo con resistencias últimas entre 1,035 a 1,104 N/mm² norma ASTM A722 y barras Dywidag se encuentran en las tablas 3 y 4, como sigue:

Tabla 3:

Característica acero norma ASTM A722.

Grado del acero	Diámetro nominal	Esfuerzo último f_{pu}	Área nominal de sección transversal A_{ps}	Esfuerzo último f_{pu} A_{ps}	Fuerza de preesfuerzo		
					$0.8 f_{pu} A_{ps}$	$0.7 f_{pu} A_{ps}$	$0.6 f_{pu} A_{ps}$
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Nota: Propiedades de acero de preesfuerzo, de acuerdo al ASTM A722.

Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág. 25)

Tabla 4:

Barras de acero Dywidag.

Acero de preesfuerzo				Acero GEWI (R)				Acero GEWI Plus (R)			
Díam. barra	Grado acero	Resist. Última	Esfuerzo fluencia	Díam. barra.	Grado acero	Resist. última	Esfuerzo fluencia	Díam. barra	Grado acero	Resist. Última	Esfuerzo fluencia
mm	N/mm ²	kN (f_{pu})	kN (T_f)	mm	kN (f_{pu})	kN (f_{pu})	kN (T_f)	mm	N/mm ²	kN (f_{pu})	kN (T_f)
15	900/1100	195	159	16	500/600	121	100	18	670/800	204	170
20	900/1100	283	283	20	500/600	188	157	22	670/800	304	255
26.5	950/1050	523	523	25	500/600	295	245	25	670/800	393	329
32	950/1050	764	764	28	500/600	370	308	28	670/800	493	413
36	950/1050	967	967	32	500/600	482	402	30	670/800	565	474
40	950/1050	1194	1194	40	500/600	756	630	35	670/800	770	645
47	950/1050	1648	1648	50	500/600	1176	980	43	670/800	1162	973
				63.5	555/700	2217	1758	57.5	670/800	2077	1740
								63.5	670/800	2354	2122

Nota: Propiedades de acero de preesfuerzo Dywidag.

Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág. 26).

Los acoplamientos para unir los tendones, trabajan también a tensión y por lo tanto son igual de resistentes que la barra de acero, cumpliendo las mismas normativas de

fabricación (ver Anexo 1). En la figura 30 se puede observar los diferentes tipos de barra para anclaje: corrugada, helicoidal y autoperforante.

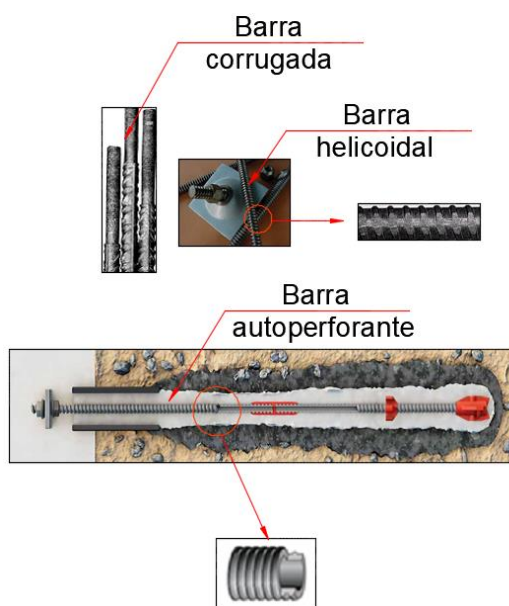


Figura 30. Esquema de diferentes anclajes tipo barra.

Recopilación de figuras de: (Catálogo de productos Ischebeck, 2018). Micropilotes TITAN (pág. 5-11). (Catálogo de productos Ischebeck, 2018). Soil nailing. (pág. 7-9). <http://www.ischebeck.es/>
Elaborado por: El Autor.

En el gráfico se puede observar tres tipos de barras: corrugada, helicoidal y auto perforante. El uso de una u otra barra, depende principalmente del tipo de suelo, maquinaria empleada, presupuesto de obra entre otros.

Las diferentes normativas recomiendan una carga admisible para el acero, como se muestra en la tabla 5.

Tabla 5:

Carga admisible de la armadura según diferentes normativas.

Norma	Clasificación	Comentario
Recomendación		
PTI	Carga de diseño $\leq 60\%$ Resistencia mínima a la tensión	Carga de Diseño: Carga máxima anticipada a la que estará sometida el anclaje durante su vida útil.
TA 95	Anclaje Permanente: $0.60 f_{pk}$ (Límite elástico)	Límite Elástico (f_{pk}): Esfuerzo a partir del cual se tienen deformaciones no proporcionales en el diagrama esfuerzo – deformación.
TA 2020	Acero pretensado: $0.6 f_{pk}$ Acero de construcción: $0.75 F_y$	
DIN 4125	Carga fluencia / Factor de seguridad que varía entre 1.2 y 1.75	Carga Límite: Límite de fluencia (F_y) del acero multiplicado por la sección del tendón. 1.75 tendón permanente
EN 1537	Carga límite / 1.67	Carga Límite (EN1537).- Esfuerzo a partir del cual se tienen deformaciones no proporcionales en el diagrama esfuerzo – deformación.
NBR 5629	$\sigma_{adm} = \frac{f_{yk}}{1.50 \sim 1.75} * 0.9$	σ_{adm} = Tensión admisible. f_{yk} = Resistencia característica del acero a tracción. 1.75 tendón permanente

Nota: Datos de carga admisible recopilada de diferentes normativas y de los registros de (Monroy, R. 2016).
Elaborado por: El Autor.

5.3.2. Cabeza del anclaje, placa de apoyo y tuercas

La cabeza del anclaje permite la puesta en tensión de la barra, la aplicación de la tracción de prueba y, si fuese necesario, la descarga, destensado y nueva puesta a tracción. Distribuye los esfuerzos de la barra al terreno y pantalla, mediante un elemento estructural previamente diseñado que es la placa de cabeza o placa de apoyo. La cabeza debe ser capaz de adaptarse a las deformaciones que pudiesen ocurrir durante la vida útil de la estructura y deberá absorber el 100 – 97 % de la tracción correspondiente al límite de rotura del acero.

Para el bloqueo de carga de tensado, en la zona superficial del anclaje se utiliza una placa metálica ajustada por medio de tuercas, la cual que al igual que la cabeza transmite la carga del tendón al terreno y pantalla minimizando las deformaciones por cargas de servicio, genera una distribución adecuada de la presión que ejerce el anclaje y evita el punzonamiento aumentando el área de contacto; dependiendo de la geometría de ésta placa se puede reducir el espesor de la misma para un mismo nivel de flexión, (según estudios de prueba de carga de la empresa Ischbeck para el sistema Titán, se ha demostrado que una saliente de 45° proporciona una geometría optima en la placa para minimizar espesor).

La posición de la placa debe colocarse perpendicular al anclaje para garantizar que se transmita la máxima tensión de diseño. En la figura 31 se presentan diferentes tipos de placas de apoyo que son de uso común.

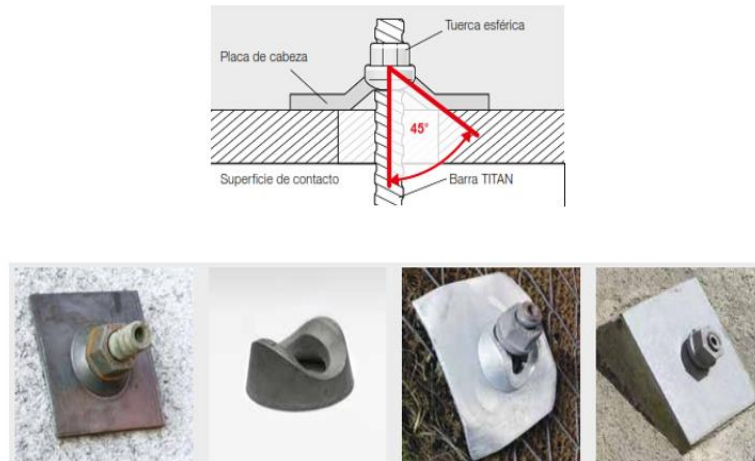


Figura 31. Esquema de placas de cabeza de anclaje.

Fuente: (Catálogo de productos Ischebeck, 2018). Soil nailing (pág. 9). <http://www.ischebeck.es/>

La cabeza de anclaje en tirantes permanentes debe protegerse por medio de cápsulas usualmente de metal, plástico o PVC, embebido previamente con grasa, como se indica en la figura 32.

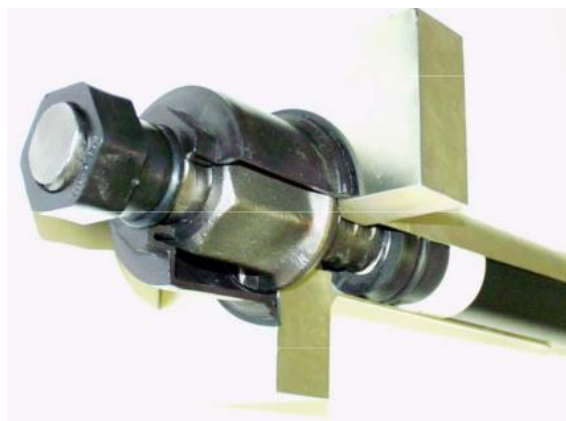


Figura 32. Esquema de protección de cabeza de anclaje.

Fuente: (Leoni, 2012). Micropilotes y anclajes inyectados (pág. 108).

En caso de no recurrir a las placas de apoyo comercializadas por los fabricantes, es posible diseñar dicha placa, el espesor de la placa (t_{placa}) se puede calcular considerando la

flexión en la sección, la distribución de esfuerzos se considera distribuida sobre la placa como se puede mirar en la figura 33.

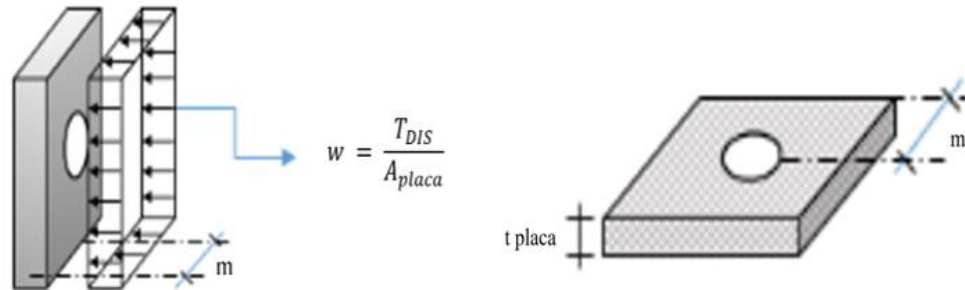


Figura 33. Esquema de placa de cabeza de anclaje.

Fuente: (Espinoza, Y. 2020). Diseño del sistema de solución vial de pasos deprimidos mediante el método constructivo de muros Milán (pág. 170).

Para una presión uniforme, el momento producido se obtiene por:

$$M_{placa} = \left(\frac{w}{2}\right) * m^2 \quad (11)$$

Siendo:

M_{placa} = Momento para cálculo de espesor de placa [Kg*cm].

w = Carga distribuida en la placa de apoyo [Kg/cm²].

T_{DIS} = Tensión de diseño de anclaje [ton].

A_{placa} = Área de la placa [m²].

$$\sigma_f = \frac{M_{placa} * ce}{I} ; ce = \frac{t_{placa}}{2} \quad (12)$$

Siendo:

σ_f = Esfuerzo a flexión en la placa [Kg/cm²].

M_{placa} = Momento para cálculo de espesor de placa [Kg*cm].

c_e = Espesor medio de la placa [cm].

I = Inercia de la placa [cm⁴].

El esfuerzo a flexión debe cumplir:

$$\sigma_f \leq \phi_f * F_y \quad (13)$$

Siendo:

σ_f = Esfuerzo a flexión en la placa [Kg/cm²].

ϕ_f = Factor de resistencia para flexión = 1.00.

Artículo 6.5.4.2 (AASHTO, 2017).

F_y = Fluencia del acero [Kg/cm²].

Para el espesor de la placa se utiliza el valor de momento con la ecuación:

$$t_{placa} \geq \sqrt{\frac{6M_{placa}}{\phi_f * F_y}} \quad (14)$$

Siendo:

t_{placa} = Espesor de placa de apoyo [cm].

M_{placa} = Momento para cálculo de espesor de placa [Kg*cm].

ϕ_f = Factor de resistencia para flexión = 1.00.

Artículo 6.5.4.2 (AASHTO, 2017).

F_y = Fluencia del acero [Kg/cm²].

El ancho y espesor de la placa de apoyo deberá ser como mínimo:

$$Ancho_{placa} \geq 2 * \varnothing_{perf} \quad (15)$$

Siendo:

$Ancho_{placa}$ = Longitud de los lados de la placa [cm].

\varnothing_{perf} = Diámetro de perforación de tirante [cm].

Se verificará que:

$$Ancho_{placa} \geq 20cm \quad (16)$$

$$t_{placa} \geq 1cm \quad (17)$$

Siendo:

$Ancho_{placa}$ = Longitud de los lados de la placa [cm].

t_{placa} = Espesor de placa de apoyo [cm].

5.3.3. Lechada

Las funciones que debe cumplir la lechada son tres:

1. Fijar el anclaje al terreno con la suficiente capacidad de adherencia.
2. Proteger el acero contra la corrosión.
3. Llenar vacíos o fisuras en el suelo.

Cuando se presenten condiciones de terreno con nivel freático alto, el uso de resinas es recomendado principalmente por el rápido tiempo de fraguado, su empleo seguirá las especificaciones de los fabricantes y de mejor manera con base en los resultados de ensayos de resistencia a diferentes tiempos; comúnmente se aplica resina para inyectar los anclajes en roca.

El cemento Portland proporciona un ambiente alcalino $\text{PH} \geq 12$ para no ser agresivo con el acero, pero pueden existir casos en donde se puede elegir otro material cementante como la resina, dependiendo de la agresividad del suelo respecto al cemento como se indica en la tabla 6 a continuación:

Tabla 6:

Clasificación de agresividad de los suelos.

Agresividad	Entorno
Alta	Medio ambiente marino, terrenos cerca de una planta química con productos corrosivos o terrenos con alto contenido natural de sulfatos.
Media	El agua del suelo tiene un pH ácido o es suave pero su nivel cambia continuamente. Terrenos ubicados en la cercanía del mar o en contacto con aguas ácidas o sulfatadas.
Baja	Ninguno de los dos anteriores

Nota: La clasificación realizada se produjo de la traducción de (Habib, 1989). Recommendations for the design, calculation, construction and monitoring of ground anchorages.
Elaborado por: El Autor.

La agresividad del suelo puede desarrollar problemas de corrosión futuros.

Los puntos a considerar para determinar la agresividad de un suelo, son:

1. Resistividad del suelo.
2. PH del suelo.

3. Composición química del agua y suelo.
4. Permeabilidad del suelo respecto al agua y al aire.
5. Factores externos electroquímicos y físicos.
6. Contaminación del agua libre gravitacional.

La lechada de cemento utilizada en la formación del bulbo, dependiendo de las propiedades del terreno, se dosificarán con una relación agua/cemento de 0.4 a 0.6 en peso y para aumentar la plasticidad, compacidad - acelerar el fraguado se añadirá aditivos, con un contenido de cloruros, sulfatos o nitratos menor al 0.1 %, 4 %, 0.1 % en peso respectivamente, cumpliendo las normas ASTM C 150, también es recomendable el empleo de aditivos expansores (comúnmente 1~2 % en peso del cemento) que aumenten la capacidad de carga del bulbo (Leoni, 2012). Dosificaciones a/c de 0.4, son utilizadas para protección anticorrosión en el contacto de cementante con el acero (Ministerio de Fomento, 1996). Para una dosificación a/c 0.4, 100 Kg de cemento se obtiene un volumen aproximado de 70 litros de mezcla de lechada.

En caso de incorporar arena a la lechada, se aconseja realizar pruebas de inyección para determinar el grado de fluidez – viscosidad de la mezcla, así como la eficiencia del mezclado y tiempos de fraguado; para retener el exceso de agua cuando el suelo tiene niveles freáticos altos, se puede adicionar bentonita a la mezcla realizando una lechada primaria.

Resistencias óptimas de mezclas de lechada varían entre 21 a 14 MPa (210 a 140 Kg/cm²) a los 28 días, dependiendo la relación a/c; una vez mezclado el material para mantener las propiedades del mismo, se dispone de un tiempo máximo de 30 minutos para realizar la inyección del anclaje (Geotechnical Control Office, 1989).

(Leoni, 2012) en base a una serie de pruebas de compresión simple realizadas a probetas de lechada de 28 días con relaciones a/c diferentes, pudo estimar la curva variación de la resistencia a la compresión simple – relación a/c, según la figura 34:

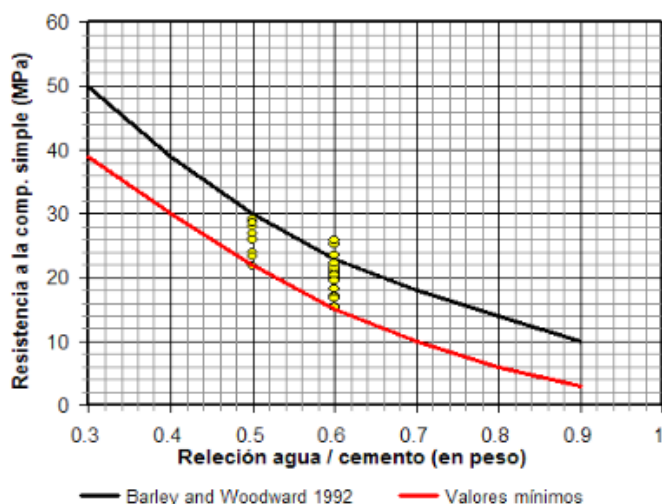


Figura 34. Resistencia a la compresión simple de probetas de lechada.
Fuente: (Leoni, 2012). Micropilotes y anclajes inyectados (pág. 109).

Cubos de 5 cm. por lado son utilizados para recoger la muestra de lechada y proceder posteriormente con las pruebas de compresión aplicando la normativa ASTM C109, es aconsejable la rotura de especímenes a los 3, 7 y 28 días. Los moldes típicos para recolección de probetas se muestran en la figura 35.



Figura 35. Moldes para recolección de lechada.
Fuente: www.proetisa.com

Algunas normativas como la FHWA recomiendan realizar inyecciones del fluido (lechada de cemento, mortero, o resina), a más tardar de 8 a 12 horas de ejecutada la perforación. En casos donde se perfora y se encuentra agua o excesiva humedad, se recomienda inyectar antes de iniciar un nuevo anclaje.

En la tabla 7, se indica una dosificación típica para una lechada cementicia que brinde resistencias de por lo menos 25 MPa (250 Kg/cm²).

Tabla 7:

<i>Especificación de lechada tipo.</i>		
Material	Unidad	Cantidad
Cemento Pt Tipo I	Kg.	100
Agua	Kg.	45
Aditivo expansor	Kg.	2
Aditivo plastificante	cm ³ .	400

Nota: Dosificación típica de lechada, que es utilizada en distintos tipos de obras donde he trabajado.
Elaborado por: El Autor.

5.3.4. Concreto armado

Las pantallas de revestimiento de los muros atirantados se diseñan para resistir cargas laterales, como presión de tierras, sobrecargas, fuerzas de agua y fuerzas sísmicas. Además de las fuerzas de los anclajes, razón por la cual deben resistir momentos flexionantes y fuerzas de punzonamiento.

Los conceptos de hormigón armado están relacionados con la estructura de pantalla atirantada en cuanto a la rigidez del muro, la misma que relaciona el espesor de la pared de concreto y el espaciamiento entre anclajes.

El espesor de pared está influenciado por las propiedades de resistencia a la compresión (f'_c) del concreto, de modo que, para mantener la rigidez de la estructura, es necesario dar mayor resistencia (f'_c) para obtener menores espesores. El espesor es un parámetro de entrada en la ecuación de momento máximo de flexión resistida por una estructura de hormigón armado; de ahí que la influencia del espesor de la pared es proporcional al momento de flexión y así también en el cálculo de la sección transversal de acero (A_s), a mayor momento flector, mayor es la cantidad de refuerzo requerido en la estructura de contención. Puede darse el caso que la pantalla no resista las fuerzas en el análisis de punzonamiento, razón por la cual se deberá engrosar la misma.

Para el diseño definitivo de pantalla se puede emplear un software geotécnico como MIDAS GTS NX, el cual, permite encontrar los momentos y cortantes ejercidos sobre la pantalla considerando la rigidez relativa entre el suelo y el muro; el diseño a flexión, chequeo a cortante y punzonamiento se puede realizar siguiendo las recomendaciones del reglamento ACI 318 -19 y la norma ecuatoriana de la construcción NEC-2015, considerando:

- El valor de la carga que actúa sobre la pantalla es equivalente a la tensión máxima del anclaje dividida entre el área aportante del mismo, dicha área es igual a la calculada con las distancias media equidistante entre el anclaje y el borde de la pantalla, en ambos sentidos, según se aprecia en la figura 36.

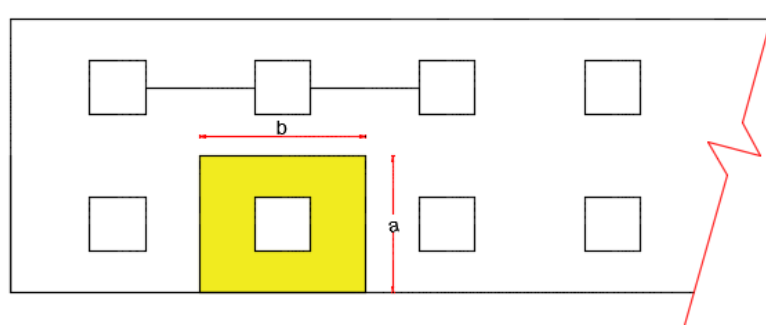


Figura 36. Área participante por anclaje.
Elaborado por: El Autor.

- La presión que actúa sobre la losa (σ_{suelo}) es:

$$\sigma_{suelo} = \frac{T_{dis}}{a * b} \quad (18)$$

Siendo:

T_{dis} = Tensión de diseño actuante por el anclaje [ton].

a y b = Distancias entre apoyos de anclajes [m].

- Con las ecuaciones que se citan más adelante, en la sección 5.3.5. (acero de la pantalla) del presente estudio se puede determinar la cuantía de acero, así como el refuerzo de la pantalla.
- La condición crítica del esfuerzo cortante actuante en superficie transversal de la pantalla se define por:

$$V_u = \frac{V}{\phi_{corte} * b * d} \quad (19)$$

Siendo:

V_u = Fuerza cortante última [ton].

V = Fuerza cortante nominal [ton].

ϕ_{corte} = Factor de reducción por cortante = 0.75.

NEC-SE-HM 3.3.4. ACI 21.2.1.

b = Ancho equivalente [m].

d = Peralte [m].

- El esfuerzo admisible se calculó según la recomendación del ACI 318-19, numeral 22.6.5.2 y 22.5.5.1.3; NEC-SE-HM 5.1.1:

$$\vartheta_c = 0.53 * \lambda_s * \sqrt{f'c} \quad (20)$$

$$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.004d)}} \leq 1.0 \quad (21)$$

Siendo:

ϑ_c = Esfuerzo admisible a cortante [Kg/cm²].

λ_s = Factor de modificación por efecto de tamaño.

f'c = Resistencia del concreto [Kg/cm²].

d = Peralte [m].

- En este tipo de estructuras, es necesario el análisis de la condición al punzonamiento del anclaje sobre la pantalla. El área de punzonamiento sigue la recomendación del ACI 318-19, numeral R22.6.4, que sitúa el perímetro crítico a una distancia d/2 del borde del bloque que ejerce la fuerza. El esfuerzo admisible para punzonamiento, igual a 1.3 veces el esfuerzo admisible calculado para cortante.
- Se realiza la comprobación del cálculo según euro-código EC-2, numeral 5.4.8.1.

$$F_d < F_{rdu} < F_{max} \quad (22)$$

$$F_{rdu} = A_1 * 0.85 * 0.70 * f'c \sqrt{\left(\frac{A_2}{A_1}\right)} \quad (23)$$

$$F_{max} = 3.3 * 0.85 * 0.70 * f'c * A_1 \quad (24)$$

Siendo:

F_d = Carga de diseño de anclaje [KN].

F_{rdu} = Carga última sobre el paramento [KN].

F_{max} = Carga máxima sobre el paramento [KN].

A_1 = Área del bloque [m²].

A_2 = Área de cono de influencia [m²].

$f'c$ = Resistencia del concreto [KN/m²].

- El esfuerzo admisible de aplastamiento que ejerce la placa de acero sobre el hormigón, se considera según el numeral R22.8.3.2 del reglamento ACI 318-19.

$$B_n = 0.85 f'c \quad (25)$$

Siendo:

B_n = Esfuerzo admisible de aplastamiento [Kg/cm²].

$f'c$ = Resistencia del concreto [Kg/cm²].

- El esfuerzo en el concreto es igual a la tensión del anclaje mayorada, dividida para el área de la placa.

5.3.5. Acero de la pantalla

En la elaboración del refuerzo longitudinal y transversal de la pantalla, generalmente se usa el acero con norma INEN 2167 - ASTM A706. Pero también se ha incrementado el uso de malla electrosoldada con norma INEN 2209 – ASTM 497. Para la determinación de la cuantía necesaria, se siguen las disposiciones de la normativa AASHTO,2017 y ACI 318.19.

- Determinando los valores de momentos últimos (M_u), resistencia de hormigón (f'_c) y fluencia del acero (F_y), se procede a analizar el acero necesario bajo las siguientes consideraciones:

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f'_c}}}{1.18} \quad (26)$$

Siendo:

w = índice de refuerzo.

M_u = Momento último [Kg*cm].

ϕ = Factor de resistencia = 0.90.

Art. 5.5.4.2. AASHTO,2017.

b = Ancho equivalente [cm].

d = Peralte [cm].

f'_c = Resistencia del hormigón [Kg/cm²].

$$\rho = w \frac{f'_c}{F_y} \quad (27)$$

Siendo:

ρ = Porcentaje – cuantía de acero.

w = índice de refuerzo.

$f'c$ = Resistencia del hormigón [Kg/cm²].

F_y = Fluencia del acero [Kg/cm²].

- La sección de acero nos permite cuantificar el valor de (ρ) porcentaje de acero.

$$A_s = \rho * b * d \quad (28)$$

Siendo:

A_s = Sección de acero [cm²].

b = Ancho equivalente [cm].

d = Peralte [cm].

ρ = Porcentaje – cuantía de acero.

- El valor de (ρ) porcentaje de acero norma NEC-SE-HM 4.2.5 debe estar en el caso de vigas de hormigón entre:

$$\rho_{min} = \frac{14}{F_y} \quad (29)$$

$$\rho_{max} = 0.75 * \rho_b \quad (30)$$

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{F_y} * \frac{0.003}{\frac{F_y}{E_s} + 0.003} \quad (31)$$

Siendo:

ρ_{min} = Porcentaje – cuantía de acero mínimo.

ρ_{max} = Porcentaje – cuantía de acero máximo.

ρ_b = Porcentaje – cuantía de acero balanceado.

$f'c$ = Resistencia del hormigón [Kg/cm²].

F_y = Fluencia del acero [Kg/cm²].

E_s = Módulo de elasticidad del acero [KN/m²].

β_1 = Distribución rectangular equivalente de esfuerzos en el concreto. El factor $\beta_1 = 0.65 \sim 0.85$.

- En el caso de losas o pantallas el porcentaje de acero mínimo es de 0.0018.
- Para calcular el valor de β_1 se toma en cuenta que: para resistencias a compresión $f'_c \leq 28$ MPa (280 Kg/cm²), $\beta_1 = 0.85$. Para resistencias $f'_c > 28$ MPa, β_1 disminuye a razón de 0.05 por cada 7 MPa de incremento sobre 28 MPa.
- La longitud (d) es el resultado del espesor del muro establecido menos el recubrimiento mínimo de 7.5 cm ACI 318-19 numeral 20.5.1.3.1 concreto en contacto con el suelo o a la intemperie. A continuación, se escoge un diámetro de varilla conveniente, determinando su área ($A_{s_{pro}}$) que debe ser mayor a ($A_{s_{req}}$).
- En caso de utilizar varilla corrugada, la separación de varillas está dada por:

$$S = \frac{A_{s_{pro}} * b}{A_{s_{req}}} \quad (32)$$

Siendo:

$A_{s_{pro}}$ = Sección de acero proyectada [cm²].

$A_{s_{req}}$ = Sección de acero requerida [cm²].

b = Ancho equivalente [cm].

- El refuerzo debe ser colocado en ambas caras del muro, para resistir momentos positivos y negativos. El detalle de armado se lo observa en la figura 37.

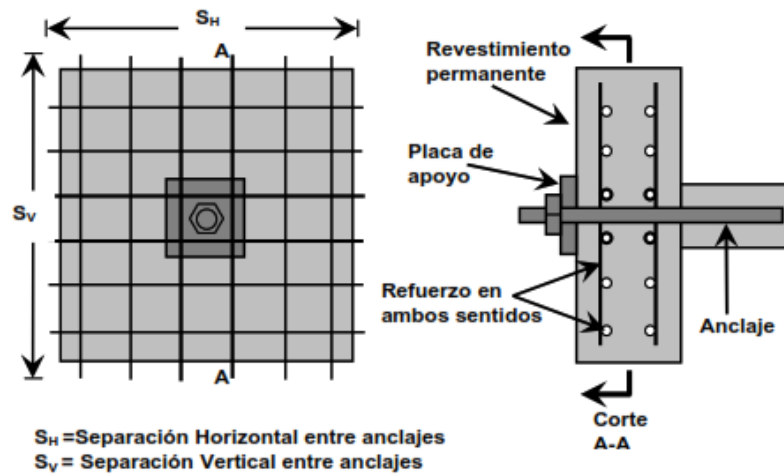


Figura 37. Detalle de armado de muro.

Fuente: (Vizuite, J. 2017). Aplicación de Microsoft Excel en el diseño de anclajes de muros de sótano para suelos limo arenosos de la ciudad de Quito (pág. 127).

- La longitud de desarrollo de acuerdo al código ACI, presentan ecuaciones simplificadas para obtener la longitud de desarrollo de barras a tensión.

Para barras diámetro (d_b) ≥ 22 mm:

$$l_{des} = \left(\frac{9 * F_y * \Psi_t * \Psi_s * \lambda'}{10\sqrt{f'_c}} \right) * d_b \quad (33)$$

Para barras diámetro (d_b) < 22 mm:

$$l_{des} = \left(\frac{18 * F_y * \Psi_t * \Psi_s * \lambda'}{25\sqrt{f'_c}} \right) * d_b \quad (34)$$

Siendo:

l_{des} = Longitud de desarrollo [cm]; > 30 cm.

Ψ_t = Factor tradicional de ubicación del refuerzo que refleja efectos adversos de la posición de las barras de la parte superior de la

sección con respecto a la altura de concreto fresco colocado debajo de ellas= 1.3.

Ψ_e = Factor de efectos del revestimiento en barras: con recubrimiento epóxico = 1.2; sin recubrimiento epóxico = 1.0.

λ' = Factor que refleja la menor resistencia a la tensión del concreto liviano y la reducción resultante en la resistencia al agrietamiento, lo que incrementa la longitud de desarrollo en el concreto liviano:

para concreto liviano = 1.3; concreto de peso normal = 1.0.

En caso de utilizar malla electrosoldada, es aconsejable seguir las indicaciones del fabricante en cuanto a traslape (ver anexo 2).

5.4. Consideraciones del entorno de instalación

Una vez que se han definido ciertas características geotécnicas y de los materiales que se emplean en el desarrollo del sistema de pantalla atirantada, se puede tratar de explicar el funcionamiento del anclaje como tal en su interacción con el suelo circundante, que a la final es uno de los aspectos más difíciles de considerar, puesto que, el desarrollo de las soluciones a nivel internacional han sido planteadas de forma experimental para los suelos en donde se realizaron los ensayos de arrancamiento de tirantes. Los valores obtenidos son referenciales y se pueden tomar aplicando un buen criterio.

5.4.1. Capacidad de adherencia

Cuando un esfuerzo axial de tracción es aplicado a un acero embebido en una lechada de cemento, el mecanismo de transferencia de carga del acero adherido a un suelo o roca a través de la lechada es lo que se denomina adherencia. No existe un método estándar para calcular la resistencia a la adherencia y pocas veces se ensaya en laboratorio.

Para el diseño del anclaje, la capacidad de adherencia tiene como objetivo generar las propiedades necesarias para lograr la unión entre la lechada - tirante y que las fuerzas de fricción entre las paredes del bulbo y el terreno circundante sean las adecuadas.

5.4.2. Adherencia entre bulbo y suelo

La capacidad de fijación en el contacto del bulbo del anclaje y el suelo ($\alpha_{lim} - \tau_{ult}$) está asociada directamente con la capacidad de carga de los anclajes pos-tensados y es una variable un tanto complicada de estimar, puesto que, su valor depende no sólo de las propiedades del suelo, diámetro y longitud de bulbo, sino de la técnica y experiencia de ejecución en lo referente a perforación e inyección. Para la obtención de éste parámetro, se puede emplear tres métodos:

- a) Valores directos mediante ensayos de pruebas de carga.
- b) Estimaciones empíricas de libros especializados en el tema.
- c) Empleo de formulaciones.

5.4.2.1. Adherencia límite con pruebas de carga

El primer método y el más aconsejable para determinar $a_{lim} - \tau_{ult}$ se lo realiza en obra y tiende a confirmar los valores de diseño; con el fin de conocer la adherencia entre el bulbo y el suelo es usual realizar pruebas de carga a los anclajes, obteniendo los valores reales de $a_{lim} - \tau_{ult}$ y dependiendo de estos valores, se reajusta las longitudes de bulbo o las cargas aplicadas para la fase constructiva del proyecto.

El término adherencia última resulta de mucha utilidad cuando se realizan ensayos de carga en los que se considere llegar a la falla deseada del bulbo, puesto que, permite comparar las mediciones reales del suelo de un proyecto con los valores empíricos expresados, permitiendo de esta manera encontrar la verdadera resistencia suelo - lechada y por lo tanto conocer la resistencia de un anclaje determinando la longitud de bulbo con mayor precisión.

5.4.2.2. Adherencia límite con estimaciones empíricas.

El valor de capacidad de adherencia suelo – lechada está ligado directamente con la longitud del bulbo de anclaje, con el propósito de realizar un diseño que tome la máxima capacidad de adherencia que tiene el suelo en relación con el bulbo se presenta el factor último de adherencia.

Los valores de adherencia en la zona anclada obtenidos por métodos empíricos son aplicados para el prediseño de los tirantes, y son el resultado de la investigación de múltiples pruebas de carga en distintos tipos de suelos alrededor del mundo, los datos obtenidos

dependen del método de perforación, geometría de bulbo, características de barra, tipo y presión de inyección.

El empleo de valores empíricos hace referencia principalmente a los ensayos realizados por Michel Bustamante en 1981, el cual propone ábacos de diseño con valores de adherencia última para distintos tipos de terrenos, los resultados obtenidos toman en cuenta el sistema de inyección y/o resistencia del suelo. Los ábacos de diseño propuestos por Bustamante, forman parte de las normativas de diseño TA-95 y TA 2020 y se indican en las figuras 61 y 62 de la sección 8.2.5.2 de esta tesis.

Otras cartas de diseño son presentadas por la D.G.C. (Dirección General de Carreteras, 2004), con valores por debajo de los obtenidos de los estudios realizados por Bustamante & Doix, mostrados también en la figura 61 y 62.

De la literatura existente, se puede hacer el uso de diferentes metodologías y tablas de valores para considerar la capacidad de adherencia, dichos datos podrían resultar conservadores en el diseño.

Cuando se usen correlaciones empíricas, la D.G.C. establece que para la comprobación de la seguridad frente al arrancamiento del bulbo se minorará la adherencia encontrada para obtener la adherencia admisible a_{adm} .

$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} \quad (35)$$

Siendo:

- a_{adm} = Adherencia admisible [MPa].
- a_{lim} = Adherencia límite obtenida de ábacos [MPa].
- F_3 = Coeficiente de anclaje permanente = 1.65 (D.G.C.)

Los diferentes métodos empíricos, son abordados en la sección 8.2.5.

5.4.2.3. Adherencia límite mediante formulaciones

El tercer método con el cual se puede obtener el valor de adherencia admisible del bulbo utiliza la expresión siguiente propuesta por D.G.C. en términos efectivos que multiplicada por el coeficiente de anclaje F_3 da como resultado la adherencia $a_{lim} - \tau_{ult}$:

$$a_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \left(\frac{tg \varphi'}{F_{2\phi}} \right) \quad (36)$$

Siendo:

- c' = Cohesión efectiva en el contacto terreno – bulbo
[KN/m²].
- φ' = Ángulo de fricción efectivo en el contacto terreno –
bulbo.
- σ' = Presión efectiva del terreno más un tercio de presión de
inyección aplicada [KN/m²].
- F_{2c} = Coeficiente de minoría de cohesión = 1.60.
- $F_{2\phi}$ = Coeficiente de minoría de fricción = 1.35.

5.4.3. Adherencia entre tirante y lechada (a_{limt})

Para la interfaz lechada y barra corrugada, la tensión de adherencia, se calcula suponiendo una distribución uniforme a lo largo de la longitud del bulbo la normativa (AASHTO, 2017) establece que la adherencia máxima no debe exceder 3.5 [MPa] ni mayor que la expresión:

$$a_{limtmax} = \frac{0.01012\sqrt{f'c}}{\phi_T} < 3.5 \quad (37)$$

Siendo:

$a_{limtmax}$ = Fuerza de adherencia máxima [MPa].

ϕ_T = Diámetro del tirante [m].

$f'c$ = Resistencia a la compresión simple del concreto [MPa].

A su vez, el (PTI, 2014) recomienda la expresión:

$$a_{limt} = \frac{f_s \cdot A_T}{P_t \cdot l_b} = \frac{T_{DIS}}{P_t \cdot l_b} \quad (38)$$

Siendo:

a_{limt} = Adherencia entre tirante y lechada [KN/m²].

f_s = Esfuerzo en la barra de acero [KN/m²].

A_T = Sección del tirante [m²].

P_t = Perímetro nominal de la barra [m].

l_b = Longitud del bulbo [m].

T_{DIS} = Tensión de diseño. [KN].

$$P_t = 2 * \sqrt{\pi * A_T} = 2 * \sqrt{\pi * \frac{\pi * \phi_T^2}{4}} = \pi * \phi_T \quad (39)$$

Siendo:

P_t = Perímetro nominal de la barra [m].

A_T = Sección del tirante [m²].

ϕ_T = Diámetro del tirante [m].

Otra forma de comprobación de la adherencia a_{limt} entre el tirante y la lechada de cemento, se establece con las recomendaciones (Dirección General de Carreteras, 2004) expresada en MPa.

$$a_{limt} = 6.9 * \sqrt[3]{\left(\frac{f'_c}{22.5}\right)^2} \quad (40)$$

Siendo:

a_{limt} = Adherencia entre tirante y lechada [MPa].

f'_c = Resistencia del concreto [MPa].

5.4.4. Factor de eficiencia

Debido a la incompatibilidad general entre el módulo de elasticidad del acero, de la lechada de cemento y del suelo, se produce un fenómeno conocido como pérdida de adherencia progresiva o progressive debonding a medida que se produce el incremento de la carga en el anclaje (Pan American CGS Geotechnical Conference, 2011).

Varios estudios trataron el fenómeno de la pérdida de la adherencia progresiva en la longitud del bulbo, introduciendo un factor de eficiencia para el estrato lechada-suelo, según los trabajos de Ostermayer (1977), Bolton (1986) y Barley (1995), publicados en (Pérez, 2004) se define el factor de eficiencia como:

$$f_{eff} = e^{-0.05 l_b t g \varphi}, \text{ para arenas;} \quad (41)$$

$$f_{eff} = 1.6 * l_b^{-0.57}, \text{ arcillas y todo tipo de} \quad (42)$$

suelos.

Siendo:

f_{eff} = Factor de eficiencia del anclaje.

l_b = Longitud del bulbo [m].

φ = Ángulo de fricción.

5.4.5. Inyección

Se conoce como inyección al mecanismo por el cual, un fluido rellena la perforación realizada en el interior de la superficie a estabilizar, desde el fondo hacia arriba desalojando tanto el agua como detritus, cumpliendo varias funciones:

- Formar el bulbo, para que la carga aplicada sea transferida desde el tirante al terreno.
- Protección contra la corrosión.

- Reforzar el terreno en la zona adyacente a la longitud de bulbo, con el fin de aumentar la capacidad de carga.
- Sellado del terreno en la zona de bulbo, impidiendo la pérdida de lechada.

En casos donde se perfora y se encuentra agua o excesiva humedad, se recomienda inyectar antes de iniciar un nuevo anclaje.

Los materiales de inyección se pueden clasificar en tres categorías principales (Cambefort, 1968) y (Aronés, 2017): a) morteros líquidos, b) suspensiones inestables y c) suspensiones estables.

En el gráfico adjunto (figura 38) se resumen los tipos y subtipos de inyección de acuerdo al material de mortero.

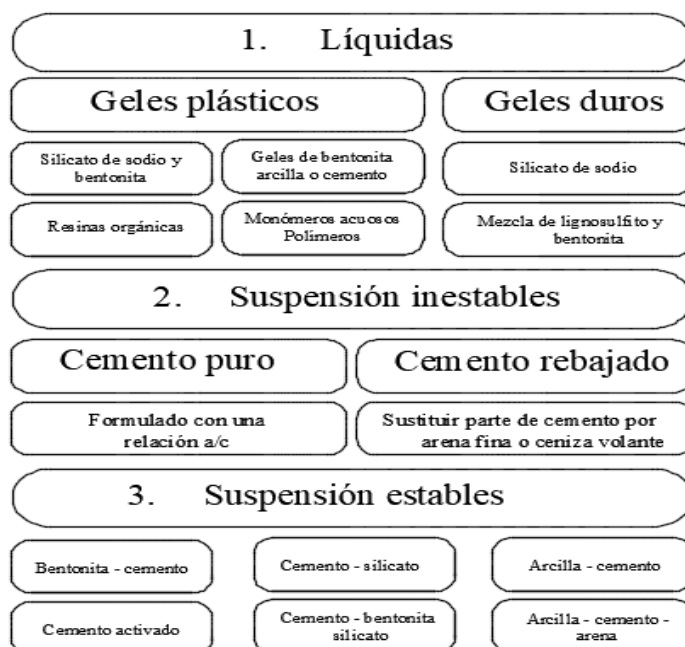


Figura 38. Tipos de inyección de acuerdo a sus materiales.
Elaborado por: El Autor.

5.4.6. Inyección única global

Es una inyección realizada en una sola fase, se realiza normalmente a través de un tubo flexible situado junto al anclaje, se la recomienda en rocas, terrenos cohesivos muy duros y suelos granulares, se efectúa de fondo a boca de perforación; la inyección finaliza cuando la lechada purga por un tubo de retorno ubicado generalmente al final de la longitud de bulbo. La composición de la lechada evacuada, posee las mismas características que la mezcla de bombeo preparada para finalizar el proceso.

El proceso de inyección debe garantizar el libre alargamiento de la zona de bulbo, así como transmitir la fuerza entre terreno y anclaje exclusivamente en la longitud de contacto. No se podrá tensar el anclaje hasta que la inyección alcance la resistencia especificada en el proyecto; el periodo de espera es de por lo menos 7 días sin uso de acelerantes. (Dirección General de Carreteras, 2004).

En el proceso de inyección existe la posibilidad de efectuar tres tipos de inyección considerando su presión (Pérez, 2004):

- Inyección a gravedad o baja presión.
- Inyección a presión.
- Inyección a alta presión.

Los anclajes inyectados a gravedad, son instalados comúnmente en suelos cohesivos muy compactos a duros, el bulbo generado es cilíndrico. La presión de inyección en este tipo de anclajes no sobrepasa 0.4 [MPa] o 4 [Kg/cm²].

Si la presión de inyección es de a 0.4 a 1 [MPa] o 4 a 10 [Kg/cm²], se considera que la inyección es apropiada para suelos granulares gruesos, suelos de granos finos, este tipo de inyección aumenta la presión de confinamiento en el bulbo e incrementa el diámetro efectivo del bulbo.

Los anclajes inyectados a alta presión (mayores a 1 [MPa] o 10 [Kg/cm²]), en perforaciones de pequeño diámetro, aumentan significativamente su resistencia, la capacidad de este tipo de anclajes es mucho mayor debido a la expansión del bulbo e incremento de la zona de contacto circundante. Littlejohn (1979), definió cuatro tipos de bulbos relacionados con el tipo de suelo y la presión de inyección:

- a) Tipo A “Flecha recta”. Típica de bulbos perforados en roca o suelos finos firmes o arenosos cementados inyectados a gravedad.
- b) Tipo B “Baja Presión”. Típica de suelos granulares con inyección a baja presión y suelos granulares finos cuya permeabilidad permite que la lechada penetre en el suelo circundante. Este tipo de bulbo es generalmente producido por la inyección única global.
- c) Tipo C “Alta presión”. Típica de una inyección con alta presión que induce fracturamiento hidráulico, permitiendo que la lechada migre al interior del suelo.
- d) Tipo D “Acampanado”. Hecha por medio de una herramienta especial que forma una serie de “acampanamientos” y rellenada por medio de inyección a gravedad. Se emplea principalmente en suelos cohesivos.

En la figura 39, se indica la clasificación de bulbos según su forma.

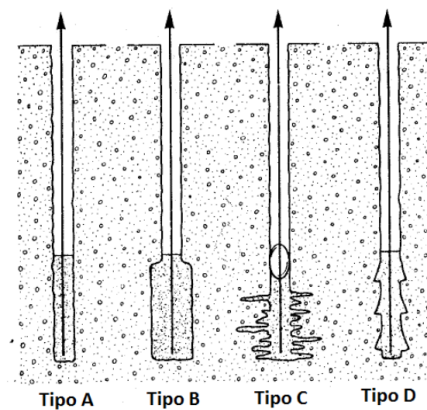


Figura 39. Clasificación de bulbos Littlejohn.
Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág. 19).

A su vez, si la inyección es de tipo IU-IGU inyectada a gravedad o presión, genera su propia forma de bulbo siendo del tipo A o B respectivamente, así mismo para una inyección tipo IR se genera una forma de bulbo tipo C. La forma de bulbo generada, se asemeja a la clasificación realizada por Littlejohn. En la figura 40 se ejemplifica que para cada tipo de inyección se produce una determinada forma de bulbo para los anclajes permanentes postensados:

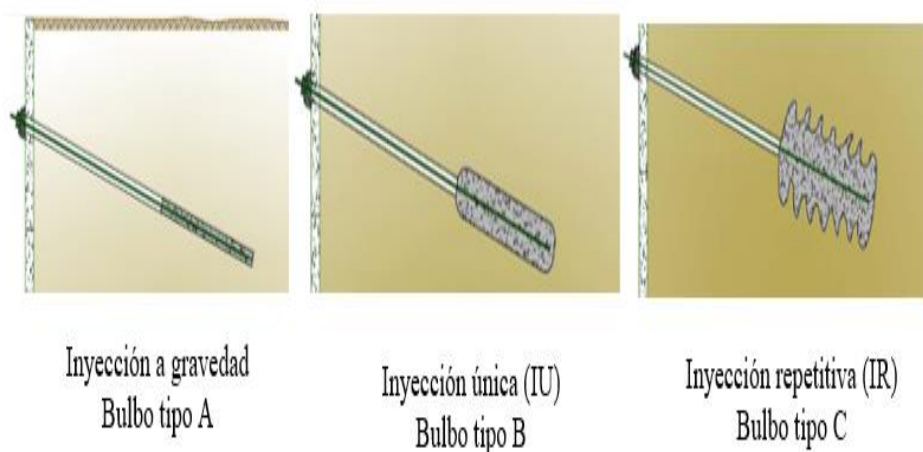


Figura 40. Tipos de inyección y su forma de bulbo.
Fuente: (Murillo & Ortuño , 2010). Anclajes al terreno (pág. 11).

5.5. Consideraciones de ejecución de los trabajos

En la ejecución de este tipo de trabajos, se vuelve imperativo el empleo de personal experimentado y especializado, así como el uso de equipo diseñado para este tipo de labores, puesto que a más de abaratar costos y agilizar el proceso constructivo se obtendrá un producto con mejor calidad.

5.5.1. Montaje de los anclajes

El montaje de anclajes es preferible realizarlos en obra, considerando que se puede modificar las longitudes de anclaje previstas inicialmente para adaptarlas al terreno en la fase de perforación cuando la ubicación del estrato resistente es muy variable. Esta etapa no es crítica en el proceso de construcción de pantallas ancladas, pero la verificación de los elementos es importante para brindar calidad en el trabajo y evitar posteriores inconvenientes en especial cuando se realizan pruebas de tracción de investigación y/o aceptación de los tirantes instalados.

Entre los detalles a tener en cuenta durante la etapa de montaje de los anclajes tenemos:

- Tanto el anclaje como sus componentes, deben conservarse limpios, sin rastro de corrosión ni daños mecánicos que imposibiliten su uso.
- Los anclajes permanentes se elaboran con doble protección anticorrosión (ver capítulo 6. Protección anticorrosión).
- Controlar la existencia y posicionamiento de centradores.
- Los conductos de inyección deben llegar al final del anclaje.

- Asegurar las uniones de las barras que no tiendan a aflojarse.
- Revisar que las vainas no presenten roturas.

5.5.1.1. Centralizadores, conductos de inyección, acoples-forros PVC

El centralizador o separador es un dispositivo elaborado de PVC principalmente cuya función principal es ubicar el anclaje al centro del orificio para aumentar la resistencia a la corrosión del anclaje y ayudar en la distribución igualitaria de lechada que rodea al anclaje. Se colocan a lo largo del anclaje una distancia adecuada que evita que la barra tenga contacto directo con el suelo. Según la normativa británica BS8081 2015 el espacio entre centralizadores depende del área de acero, sugiriendo una colocación entre 2 y 4 metros, según el calibre de la barra sea más fino o más grueso.

Los conductos de inyección por lo general son dos mangueras de PVC, una manguera va desde la boca hasta el final del anclaje y la otra al inicio de la zona de bulbo. La función de la primera es servir de conducto de la lechada y la segunda sirve para comprobar que la lechada ha llegado hacia la zona de bulbo.

Acoples de barras deben estar perfectamente unidos a las barras para no generar problemas de corrosión futuros además de perder sujeción cuando se realiza la puesta en tensión y serán recubiertos con la protección que utilice el sistema de anclajes vaina, grasa y/o lechada (ver capítulo 6). La vaina es un tubo, liso o corrugado dentro del cual se aloja la barra de acero y sus acoples a manera de forro, esta funda o forro generalmente se suele rellenar

con lechada o grasa entre el tirante y el forro con el fin de proteger la longitud libre frente a la corrosión.

En la figura 41, se puede apreciar los elementos que se instalarán en el anclaje en la etapa de montaje.

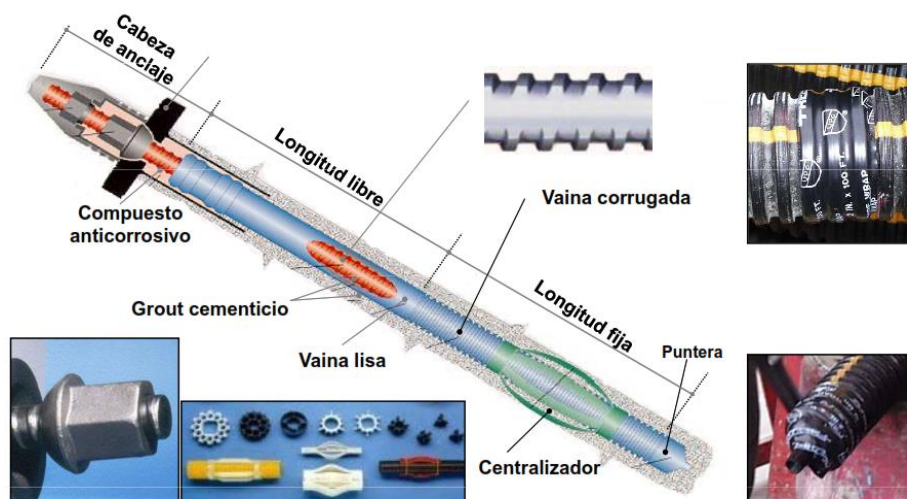


Figura 41. Elementos de anclaje colocados en etapa de montaje.
Elaborado por: El Autor.

5.5.2. Perforación

La perforación en anclajes corresponde a la denominada “agujero pequeño” y son análogas a las empleadas en micropilotes e inyecciones. El proceso de barrenado o taladro no debe modificar las características del suelo y de preferencia debe llevarse un registro de los tipos de suelo encontrados en las distintas profundidades, así como presencia de agua o algún material extraño. Según (Monroy, Anclaje en suelos, 2007), el procedimiento constructivo del barreno depende principalmente de los siguientes factores:

- Tipo de terreno.
- Maquinaria empleada.

- Dimensiones del barreno, inclinación y forma del bulbo.
- Experiencia del operador.
- Método de perforación y barrido.
- Maniobras de avance.
- Tolerancia en las dimensiones del barreno.

Dependiendo de las características del suelo, el método de perforación o destroza puede ser diverso, y puede utilizar un sistema de rotación para el caso de suelos blandos, percusión y roto – percusión para suelos más compactos, acompañado de una sarta de perforación que puede ser de tipo tubos lisos, tipo hélice continua o autoperforantes acoplados y en terrenos más firmes puede incluirse martillos de fondo.

La técnica empleada está asociada también con la presencia de agua y el grado de consistencia o disgregación del terreno, empleándose en la mayoría de los casos un encamisado (entubado) parcial o total del orificio de perforación ante la presencia de terrenos difíciles. Se consigue una menor afectación del terreno con el empleo de revestimiento o encamisado, puesto que, limita la deformación y los desprendimientos del suelo.

Mejores rendimientos se pueden obtener cuando se emplea encamisado en un terreno con presencia de agua en un material de poca resistencia que se derrumba con facilidad, en comparación con un sistema de perforación tipo auger o sinfín; si no existe presencia de agua y las paredes de la perforación son estables, puede o no emplearse encamisado. Cuando no se emplea, las paredes pueden sostenerse empleando un fluido de barrenación que puede ser agua, lechada, detergente, bentonita u otro producto químico (polímeros). Dentro de las

posibilidades anteriores, intervienen otras variables como velocidad de avance y de rotación, secuencias de barrido, presión y caudal del fluido.

Las brocas utilizadas comúnmente son de tipo trialeta o tricónica. En la figura 42 se indican diferentes tipos de broca usuales en el trabajo de perforación: a) para martillo de fondo, b) corona fija, c) trialeta, d) tricono. El uso de una u otra broca depende de la resistencia que presenta el terreno.



Figura 42. Diferentes tipos de brocas de perforación.
Fuente: (Bomjardim, 2015). Anclajes en suelos (pág.18).

La limpieza del interior del barreno o expulsión de detritus es una práctica que no debe omitirse en ningún caso, sobre todo cuando la perforación ha estado abierta por largo tiempo. Esta se efectúa por medio de agua, aire a presión, lodo bentonítico u introducción de polímeros (Monroy, Anclaje en suelos, 2007).

Las prácticas de limpieza se describen brevemente a continuación:

- Limpieza con agua: utilizada regularmente en el barrenado por rotación. Al lavar con agua el interior del barreno se tiene como efecto indeseable el ablandamiento de las

paredes o en materiales que al humedecerse reducen sus propiedades de resistencia.

Por tal motivo, la cantidad de agua usada debe ser la mínima necesaria.

- Limpieza con aire a presión: Es el método de limpieza que normalmente se emplea en las perforadoras rotatorio-percusivas. No es recomendable en espacios cerrados por la generación excesiva de polvo al medio ambiente, así como también en suelos cohesivos húmedos o donde exista nivel freático porque la eficacia del barrido disminuye y el bulbo puede perder adherencia.
- Limpieza con lodo bentonítico: La suspensión de agua y bentonita que conforma el lodo, suele introducirse en el taladro por medio de las barras de perforación. Al salir el lodo a la superficie arrastra consigo las partículas sueltas. Uno de los inconvenientes del uso de bentonita, es encontrar la forma de recirculación y depósito final del producto después de su uso.
- Limpieza con polímeros: su uso es similar al empleo de bentonita, con la particularidad de que los riesgos ambientales son menores al ser productos degradables en corto tiempo.

Entre los controles de la perforación la (Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2001) sugiere:

- En caso de no poder remover el detritus de la perforación, se permitirá una longitud de perforación adicional a la de diseño.
- La desviación debe chequearse luego de avanzar 2 metros de perforación.
- Tolerancia de desviación será de 1/30 de la longitud del anclaje, pero en condiciones especiales puede variar.

Los diámetros mínimos sugeridos por (Dirección General de Carreteras, 2004), para anclajes permanentes tipo barra con inyección única global, se presentan en la tabla 8, la FHWA considera un diámetro entre 75 a 150 mm para todo tipo de barra.

Tabla 8:

Diámetros mínimos de perforación. (D.G.C.,2004).

Diámetro de la barra [mm]	Diámetro mínimo exterior de la entubación (sin empalmes) [mm]	Diámetro mínimo de la perforación no entubada [mm]
≤ 25	114	85
25 - 40	133	105

Nota: la tabla se refiere al encamisado de la perforación.

Fuente: (Dirección General de Carreteras, 2004). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera (pág. 32)

Para el registro de datos, la norma (Norma brasilera ABNT NBR 5629, 2006), sugiere apuntar como mínimo:

- a) Tipo de equipo y sistema de perforación.
- b) Diámetro, ángulo de inclinación del taladro.
- c) Especificación de encamisado (cuando es usado).
- d) Tipo de fluido de estabilización (cuando es usado).
- e) Espesor y tipo de suelo atravesado.
- f) Fecha de inicio y término de barreno.
- g) Otras observaciones (pérdida de agua, obstáculos encontrados, etc.)

5.5.3. Instalación

Finalizada la perforación y la limpieza del taladro, se procede lo antes posible a la introducción de la barra de anclaje, que debe llegar sin problemas a su posición. La inserción es una operación sencilla, pero que debe efectuarse en forma lenta y continua empalmando las secciones y accesorios a medida que se va introduciendo el tirante. El uso de anclas de gran capacidad puede requerir el uso de equipo para levantarlas, debido a su peso (figura 43).



Figura 43. Equipo pesado utilizado para instalar anclajes.

Fuente: (Cómite francés de mecánica de suelos y geotecnia, 2020). Normativa TA 2020 (pág. 25 y 55)

5.5.4. Inyección en obra

En general se procurará seguir los lineamientos descritos anteriormente en los numerales 5.3.3. (lechada) y 5.4.5. (inyección). La calidad de inyección no solo depende de los materiales empleados, sino también de la forma de prepararlos, proceso y tiempo de introducción en el orificio de perforación; el control puede efectuarse atendiendo los siguientes aspectos (Monroy, Anclaje en suelos, 2007):

- a) Proporcionamiento.
- b) Fluidez.
- c) Sangrado.
- d) Resistencia a distintas edades.

Figura 44, inyección tipo repetitiva selectiva



Figura 44. Inyección tipo repetitiva selectiva.

Fuente: (Cómite francés de mecánica de suelos y geotecnia, 2020). Normativa TA 2020 (pág. 57).

Un resumen de los requerimientos más importantes de las diferentes normas en cuanto a inyección es presentado en la tabla 9, a continuación:

Tabla 9:

Requerimientos de inyección según diferentes normativas.

Norma	Clasificación
Recomendación	
PTI	La mezcla debe ser bombeable y tener una resistencia de 21MPa al momento del tensado. El tipo de cemento debe considerar la existencia de sustancias agresivas..
TA 95	Seleccionar el tipo de cemento de acuerdo con la agresividad del terreno hacia el cemento y del cemento para con el torón.
TA 2020	Inyección única global se la puede realizar en una sola pasada y/ o más etapas de una sola fase.
DIN 4125	La relación agua cemento debe estar entre 0.35 y 0.70, manteniéndola lo más baja posible..
EN 1537	Se debe colocar tan pronto termine la perforación. Inyectar desde el fondo hasta que la consistencia del “grout” saliente sea igual a la del inyectado.
NBR 5629	La resistencia de la lechada a los 28 días debe superar los 25 MPa.

Nota: La inyección, se la recomienda iniciar lo más pronto posible, una vez concluid la perforación.
Elaborado por: El Autor.

5.5.5. Tensado

La puesta a carga es necesaria para cumplir las funciones (Norma europea UNE-EN 1537, 2015): a) constatar y consignar el comportamiento de un anclaje bajo tensión, b) Poner en tensión al tendón y anclarlo a su carga de bloqueo. Las anclas se tensan con el fin de aplicar la carga necesaria para restringir los movimientos del terreno. Durante el tensado, se mide la elongación de la barra para cada incremento de carga, con el fin de conocer el comportamiento esfuerzo-deformación. Con esta información es posible confirmar la competencia del anclaje para soportar su carga de trabajo con un determinado factor de seguridad. Los pasos para lograr el tensado de un anclaje permanente se aplica de forma

similar para barras y para cables, el procedimiento de tensado se describe brevemente en la figura 45:



- 1.- Comprobación de la inclinación del anclaje.
Mediante medidor de ángulo de inclinación



- 2.- Agarre de barra por medio de cuñas.



- 3.- Una vez comprobado que el sistema está fijado.
Se procede con la puesta en tensión. Hasta las cargas que se han establecido para el ensayo.



- 4.- Se miden las deformaciones de la barra en cada estado de aumento y disminución de carga.

Figura 45. Procedimiento de tensado.
Elaborado por: El Autor.

5.5.6. Equipo de tensado

El método comúnmente empleado para tensar la barra, es por medio de un gato hidráulico hueco, accionado por una bomba manual, la cual está equipada con un manómetro de presión.

Cuando se trata de aplicar tensión a las anclas para roca (rockbolts) es común el empleo de una llave de torque. En el caso de anclas para suelo es más común el uso de gato hidráulico, como indica la figura 46. La elongación del tendón durante la prueba se mide con un micrómetro o un calibrador. En el caso de las anclas de barra se puede colocar una silla que descansa sobre la placa de soporte, la cual permite hacer la prueba con la tuerca ya en su sitio y acceder a ésta para la transferencia de carga.

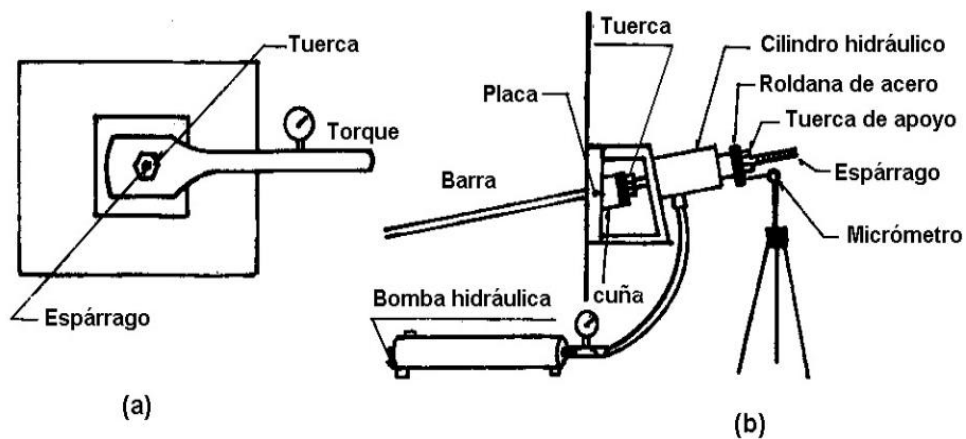


Figura 46. Aplicación de tensión con a) torquímetro b) gato hidráulico.
Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág. 204).

De las recomendaciones (Dirección General de Carreteras, 2004) y (Norma europea UNE-EN 1537, 2015) para el tensado de anclajes se puede citar:

- El calibrado de los equipos debe ser al menos cada seis meses.
- La carga de los anclajes se pone de forma alterna, para evitar la excesiva concentración de cargas sobre la pantalla.
- En caso de ser necesario se puede construir una viga de reparto cuando se producen esfuerzos de flexión excesivos.
- Los métodos de tensado y registro de la carga de tensión deben ser detallados en un registro.
- En suelos cohesivos sensibles, para que el suelo recupere sus características, es recomendable esperar un tiempo mínimo entre la instalación de anclaje y la prueba de tensado.

En la figura 47 se puede observar una fotografía de cómo se encuentran acoplados los elementos gato hidráulico, placa, silla de tensado, tuerca y barra.

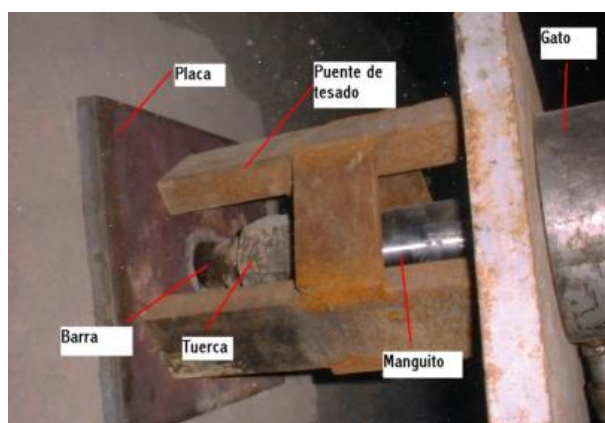


Figura 47. Tensión de barras de anclaje.
Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág.43).

5.6. Consideraciones de potenciales modos de falla en pantallas atirantadas

Como se ha descrito en el presente capítulo, las posibles fallas de una pantalla atirantada pueden darse por problemas relativos al terreno, fallas en el sistema de anclajes o deficiencias en la estructura del muro. En el reporte FHWA (Sabatini, 1999) se describe los principales modos de falla para un muro anclado que se pueden observar en la figura 48 a continuación:

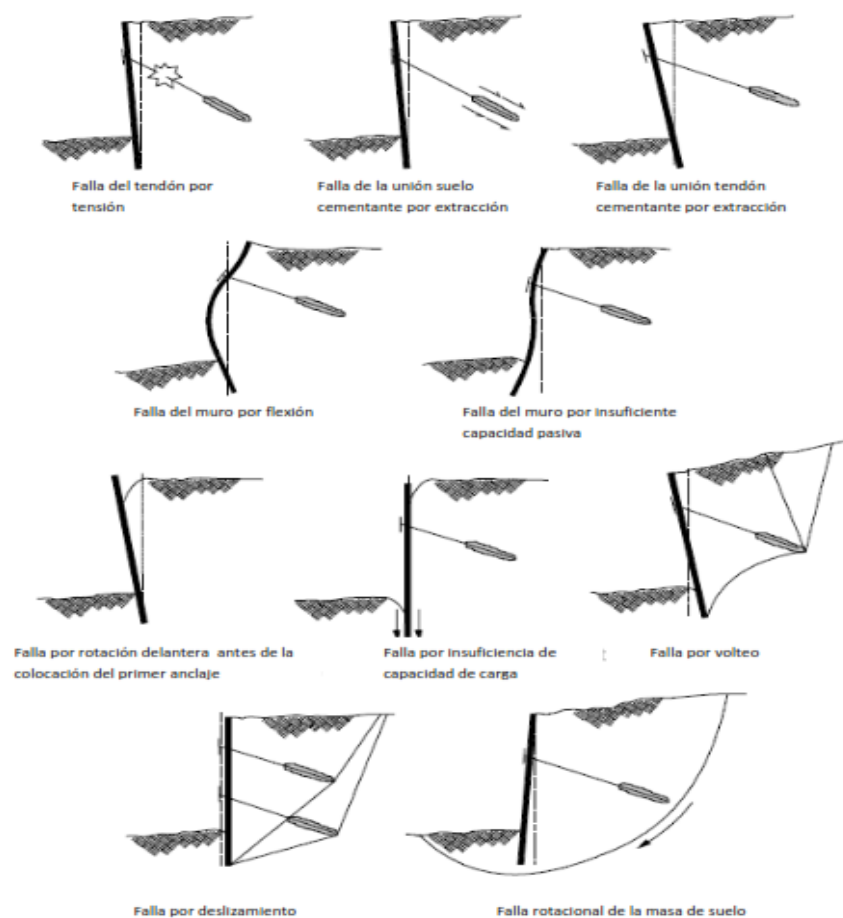


Figura 48. Principales modos de falla en una pantalla atirantada.
Fuente: (Sabatini, 1999). Geotechnical engineering circular No.4 (pág. 27).

5.7. Consideraciones económicas

Según (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012), “los sistemas de anclaje transfieren las fuerzas de tensión en las barras al suelo circundante. Cuando se instalan, la magnitud de las cargas que pueden transferirse está limitada por las propiedades mecánicas de dichos suelos (resistencia al esfuerzo cortante relativamente baja, alta deformabilidad y susceptibilidad de sufrir deformaciones diferidas o creep). Puede ocurrir que las restricciones del proyecto obliguen al uso de anclajes en materiales poco favorables, ocasionando menor eficiencia y mayores costos; en estos casos, el costo unitario por unidad de fuerza puede llegar a elevarse considerablemente, con lo cual el anclaje baja su competitividad desde el punto de vista económico”.

Para lograr un proyecto idóneo económicamente, algunos autores dan ciertas recomendaciones para que el sistema de muro atirantado sea viable:

- El abatimiento de la pendiente del talud es económicamente posible en taludes de poca altura, pero no ocurre lo mismo en taludes de gran altura, debido al aumento exagerado de volumen de tierra de corte con el aumento de la altura. El abatimiento por relleno en ocasiones no es posible por falta de espacio en el pie del talud.
- Es recomendable que la longitud del anclaje no exceda los 45 m (Sabatini, 1999) ya que la eficiencia del anclaje después de ésta longitud es reducida y se vuelve antieconómico.
- Para anclajes que bordeen los 12 – 21 metros, en términos generales una longitud económica del bulbo rodea los 6 -7 metros (Rico, 2012).

- Otra decisión que afronta el ingeniero es la decisión sobre el factor de seguridad, debido a que factores más altos implican mayor seguridad de la obra, pero con inversiones de proyecto más altas, al respecto se puede ilustrar diferentes factores de seguridad para diseño de taludes propuesto por (Suarez, 1998), más adelante en la tabla 10 .
- Un aspecto a tomar en cuenta es que el anclaje permanente debe contar con la debida protección contra la corrosión, la cual debe ser correctamente aplicada, puesto que ayudará a reducir costos futuros en cuanto a la conservación del anclaje, mantenimiento e incluso reposición.
- En cuanto al método de perforación se puede decir que si se incluye el uso de lodos de perforación (bentonita) que no se puedan reutilizar debido a que resulte anti económica su regeneración, se deberán eliminar, depositándolos en sitios que reduzcan el riesgo de contaminación, lo que puede generar un costo elevado en cuanto al manejo ambiental del producto. Las normas norteamericanas y europeas son muy rigurosas con respecto a la bentonita y por ello los lodos con polímeros están ganando mayor campo de aplicación, así como el uso de aire o agua de acuerdo a las condiciones de trabajo.
- La economía del sistema atirantado depende fundamentalmente de la tecnología utilizada (elementos estructurales y proceso de instalación) así como de la velocidad de construcción que se logre.
- Finalmente, la efectividad técnica del sistema y el factor económico van a determinar su viabilidad, el resultado es conseguir un proyecto que, además de lo anterior, sea realizable dentro de las restricciones económicas y operativas que normalmente existen en toda obra de Ingeniería Civil.

A continuación, se presenta la tabla 10, que representa el factor de seguridad frente a la economía de un proyecto.

Tabla 10:

<i>Factor de seguridad función de la economía.</i>	
Caso	Factor de Seguridad
Si puede ocurrir la pérdida de vidas humanas al fallar el talud.	1.7
Si la falla puede producir la pérdida de más del 30% de la inversión de la obra específica o pérdidas importantes.	1.5
Si se pueden producir pérdidas económicas no muy importantes.	1.3
Si la falla del talud no causa daños.	1.2

Nota: El ingeniero afronta otra decisión de acuerdo al factor de seguridad que puede recomendar, considerando la pérdida de vidas humanas.

Fuente: (Suarez, 1998). Deslizamientos (pág. 391).

CAPÍTULO VI

PROTECCIÓN ANTICORROSIÓN DEL ANCLAJE

Todo sistema que utilice anclaje debe protegerse contra la corrosión, en especial cuando se expone a ambientes dañinos. La calidad, tipo y control de la medida anticorrosión depende del medio dónde se instale el anclaje. Lamentablemente en Ecuador, en algunos proyectos de manera errónea se hace caso omiso a la consideración de este sistema de protección.

Gran relevancia en cuanto a la durabilidad del anclaje depende de la correcta aplicación de la protección frente a la corrosión sobre todo en los empalmes de la longitud libre con la cabeza. Las diferentes recomendaciones y normas internacionales especifican un grado de protección necesario en función de la vida útil del anclaje y consideran que uno de los aspectos más importantes en el diseño debe limitar la agresividad del medio con los elementos de acero que constituyen el anclaje.

En la tabla 11 se hace referencia al tipo de protección contra la corrosión sugerido por diferentes normativas. Siendo el grado de protección más recomendable el de doble protección: una vaina protectora más un elemento adicional de protección sea bitumen, grasa, o cemento, en algunas veces pintura.

Tabla 11:

<i>Protección anticorrosión sugerido por diferentes normas</i>	
Tipo de protección	Norma / recomendación
Sencilla. Anclaje temporal – permanente.	<i>Clase I (PTI), P1 (TA 95), P1 (TA 2020), Barrera sencilla (DIN 4125), Clase 3 (NBR 5629).</i>
Doble. Anclaje permanente.	<i>Clase II (PTI), P2 (TA 95), P2 (TA 2020), Barrera doble (DIN 4125), Clase 1 y clase2 (NBR 5629).</i>
Sin protección. Anclaje temporal, anclaje de prueba	<i>No protegida (PTI), P0 (TA 95).</i>

Nota: La tabla indica la protección a utilizar en dependencia del tipo de anclaje. Una protección tipo 1 es la más sencilla y generalmente consiste en proteger con bitumen o alguna sustancia anticorrosiva (puede ser pintura) y en algunos casos dotar de vaina de protección. El grado de protección doble consiste en colocar una vaina de protección embebida en material de protección anticorrosiva

Elaborado por: El Autor.

6.1. Tipos de corrosión

El ataque de agentes agresivos comienza desde el almacenaje, pasando por la habilitación y el manejo de las anclas y sus componentes, antes de su inserción en el barreno. Deben evitarse sobre todo la exposición prolongada a la intemperie y los daños mecánicos o físicos. Si se presenta oxidación superficial se debe eliminar esta situación por medio de la limpieza del material con esmeril o productos químicos; si el proceso de oxidación es excesivo se tendrá que rechazar los materiales o componentes. El tiempo de colocación entre la preparación del anclaje y su inserción en la perforación debe ser el mínimo posible, así como su inyección (Ebeling, *Assessing Corrosion Damage and Corrosion Progression in Multistrand Anchor Systems in Use at Corps Projects*, 2013).

Los principales tipos de corrosión en las barras se ilustran en la figura 49:

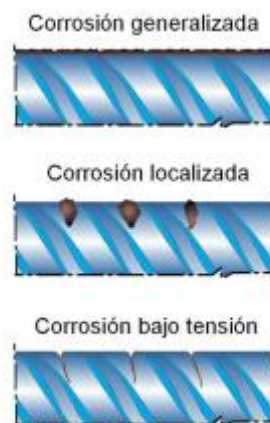


Figura 49. Tipos de corrosión en barras de anclaje.

Corrosión generalizada (corrosión en la longitud de la barra). Corrosión localizada (corrosión en ciertas zonas puntuales). Corrosión bajo tensión (producida durante el tensado).

Fuente: (Murillo & Ortuño , 2010). Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras (pág. 80).

La corrosión generalizada es la menos problemática. La corrosión localizada o picaduras puede ser superficial o profunda, ocurre cuando hay presencia de agentes agresivos como el cloro, ambas dependiendo de su grado de avance, solo requieren de limpieza para no generar daños futuros.

La corrosión bajo tensión es la más agresiva, reduce la sección de la barra en una zona específica, ocurre por la acción conjunta de la corrosión localizada y esfuerzos de tracción y se produce por lo general en aceros de alto límite elástico, a partir de límites de 1240 N/mm^2 (Murillo & Ortuño , 2010) .

6.2. Materiales para evitar la corrosión

En el mercado no existe un material que garantice la integridad total del anclaje frente a la corrosión, el uso conjunto de diversos materiales puede asegurar una protección contra la

corrosión más o menos fiable (dependiente de la correcta forma de aplicar). Un sistema de protección confiable, cumple con las siguientes características (Hanna, 1982):

- a) Vida útil igual al del anclaje.
- b) No debe interferir con el funcionamiento del tirante.
- c) Permitir el libre movimiento del ancla.
- d) No debe fallar durante el tensado.
- e) No debe dañarse durante las operaciones de construcción

Dentro de los materiales que se pueden utilizar para evitar la corrosión se puede mencionar a las lechadas de cemento, ductos de materiales plásticos o PVC, grasa, parafina o brea entre los más comunes. No se considera el galvanizado o protección catódica, puesto que, no garantizan la debida protección a largo plazo (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012).

En la figura 50 se observa la protección por medio de vaina de PVC en la longitud libre de anclajes del tipo temporales.

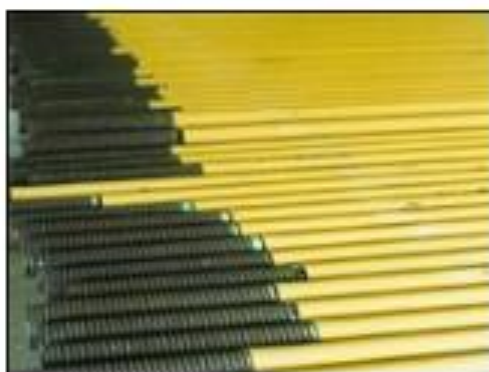


Figura 50. Sistema de protección contra corrosión. Anclajes temporales.
Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág. 33).

El recubrimiento mínimo de lechada no será inferior a 5 mm, en caso de ocupar grasa en la zona de bulbo, en el interior de los tubos corrugados el recubrimiento será de por lo menos 5mm. Para un anclaje permanente, los productos deben estar confinados en un ducto resistente en cuanto a dureza, humedad y corrosión.

En caso de inyectar resinas, se aplicarán de manera controlada permitiendo un recubrimiento mínimo de 5 mm. Se permiten como una barrera permanente siempre que estén confinadas, sin tensión y no se fisuren (Corporación de Desarrollo Tecnológico, 2001).

6.3. Protección contra corrosión en anclajes permanentes

De manera general, el esquema de la figura 51 ilustra los componentes del anclaje y su sistema anticorrosivo, tanto para anclajes permanentes (gráfico 51 superior) como para anclajes temporales (gráfico 51 inferior).

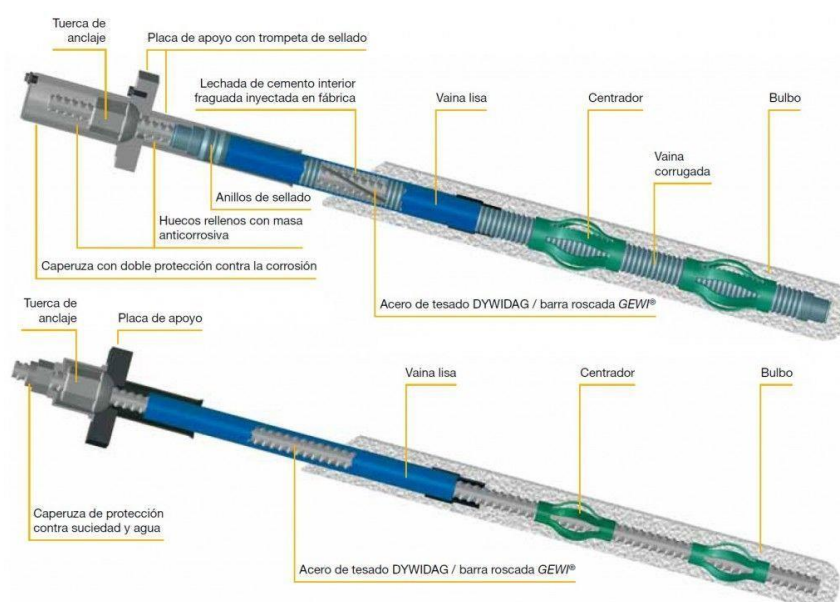


Figura 51. Protección contra corrosión en anclaje permanente y temporal.
Fuente: (Dywidag Systems International, 2016). www.dywidag-chile.com

Como se puede observar en la tabla 12, se propone un lineamiento para protección contra corrosión en anclajes permanentes. Tomado de (Dirección General de Carreteras, 2004) y (Norma europea UNE-EN 1537, 2015):

Tabla 12:

Zona del anclaje	Protección anticorrosión - anclajes permanentes. Sistema de protección
Zona bulbo (uno de los citados):	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Un tubo corrugado de plástico conteniendo al tirante, con vaina entre la lechada de cemento que protege el tirante y la inyección del bulbo.</i> • <i>Un tubo corrugado de plástico conteniendo el tirante, pre inyectado con lechada de cemento.</i>
	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Dos tubos concéntricos corrugados conteniendo el tirante, pre inyectados, la zona central y espacio anular, con un producto viscoso de protección o con lechada de cemento.</i>
	<i>EN TODOS LOS CASOS: El espesor mínimo de lechada entre tirante y tubo será de 5mm.</i>
Zona libre (uno de los citados):	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Una vaina de plástico en la barra, rellena de producto viscoso. Más a), b) o c) de la relación siguiente.</i> • <i>Una vaina de plástico en la barra, rellena de lechada de cemento. Más b).</i>
	a) <i>Un tubo de plástico común al tirante, relleno de producto viscoso anticorrosión.</i> b) <i>Un tubo de plástico común al tirante, con los extremos soldados y estancos de humedad.</i> c) <i>Un tubo de plástico común al tirante, relleno de lechada de cemento.</i>
	<i>Un tubo metálico o plástico, estanco y solidario a la placa del anclaje. Unión estanca, o por juntas tóricas, al tubo de plástico exterior de la zona libre. Se rellenará de lechada de cemento o un producto viscoso de protección.</i>
Enlace entre cabeza y zona libre:	
Cabeza:	<i>Capucha metálica revestida o galvanizada, de 3 mm de espesor, o capucha rígida de plástico, de al menos 5 mm de espesor, fijada a la placa de apoyo. Se rellenará de producto viscoso contra la corrosión y junta contra la estanqueidad.</i>

Nota: Se recomienda realizarla protección en todos los elementos que constituyen el anclaje. Fuente: (Dirección General de Carreteras, 2004). Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera (pág. 19).

En la tabla 13, a continuación, se encuentra el criterio expuesto por la Federal Highway Administration (FHWA), en cuanto protección anticorrosión:

Tabla 13:

Protección anticorrosión - anclajes permanentes. FHWA.

Zona del anclaje	Sistema de protección
Zona de bulbo:	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Grout.</i>
Zona libre:	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Vainas llenas de grasa.</i> • <i>Mangas de protección.</i>
Cabeza:	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Trompeta.</i> • <i>Recubrimiento si hay exposición.</i>

Nota: La tabla 13 concuerda con lo compartido en la tabla 12, en que todos los elementos posean protección anticorrosiva. La tabla 13 es la traducción resumida de la tabla 20 de la (FHWA-IF-99-015, 1999). Ground anchors and anchored systems (pág. 131).

Elaborado por: El Autor.

A continuación, se desarrollan con un poco más en detalle los criterios expresado en la tabla 12 y 13.

6.3.1. Protección del bulbo

Los morteros o lechadas constituyen el primer elemento de defensa contra la corrosión y por ello las operaciones de inyección deben realizarse con el cuidado debido.

Como protección adicional se usa un ducto de plástico corrugado dentro del cual se aloja el tirante y la lechada. Preferentemente, el espacio entre el tirante y el ducto deberá inyectarse con lechada con una proporción recomendada de 0.4 a/c. con un espesor de por lo menos 5 mm. También se recomienda que el espesor del ducto sea de 1 mm para diámetros de

barra menores a 8 cm, de 1.5 mm para diámetros entre 8 – 12 cm, y de 2 mm para diámetros mayores a 12 cm. (Dirección General de Carreteras, 2004).

En el proceso de instalación del anclaje en el terreno, al realizar la inyección del bulbo siempre debe efectuarse comenzando en su parte más profunda, con objeto de lograr el encapsulado del tendón. La cobertura mínima que debe proporcionar la lechada de inyección es de 1.5 cm; el uso de centradores es absolutamente indispensable en esta zona. Se pueden utilizar productos bituminosos en esta zona, pero no es lo más aconsejable por una posible incompatibilidad de materiales bitumen - cemento.

6.3.2. Protección de la unión longitud libre - bulbo

Aquí se puede hacer una diferenciación fundamental en cuanto a conocer si un anclaje cumple su función de ser temporal o permanente, puesto que, un anclaje de barra temporal no presenta una vaina de protección sobre el acero y únicamente la lechada provee la protección contra corrosión.

Para un anclaje permanente, la protección contra corrosión en la longitud libre se realiza por medio de la incorporación de un ducto o vaina de PVC liso sobre el anclaje a manera de forro; entre el tirante y esta vaina de protección se debe aplicar grasa anticorrosiva en un espesor de por lo menos 0.25 mm. Y como protección adicional se le aplica lechada de cemento encapsulando al tirante hasta el límite del tubo de plástico (Norma europea UNE-EN 1537, 2015).

En muchos proyectos, la inyección se realiza sin obturador, por lo que las recomendaciones (Dirección General de Carreteras, 2004) establecen que se debe extender la longitud de bulbo, así como la lechada de inyección anticorrosión en dicha zona dentro de la longitud libre un poco más de medio metro; además, la vaina lisa de la longitud libre debe pegarse al ducto corrugado del bulbo, generalmente con cinta adhesiva resistente a los efectos del agua.

La parte superior del bulbo normalmente es una zona débil porque ahí se acumulan impurezas, agua o burbujas y por estas razones es indispensable contar con mangueras de alivio o de retorno en esta zona (Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos, 2012). Se presenta la figura 52 un corte en la zona libre del anclaje, en dónde se puede mirar la disposición de los elementos de protección frente a la corrosión.

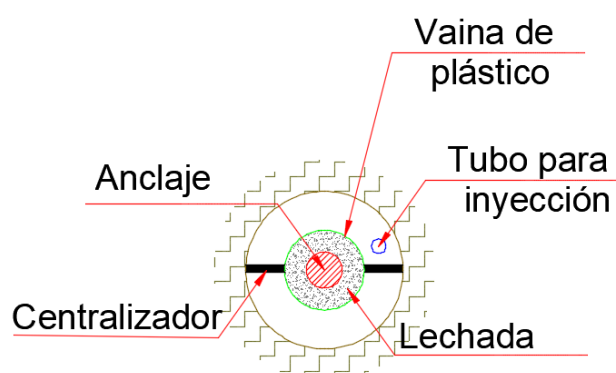


Figura 52. Corte típico. Indica sistema de protección contra corrosión en zona libre.
Elaborado por: El Autor.

6.3.3. Protección de la unión longitud libre - cabeza

En la proximidad de la boca del anclaje, en la zona donde no se presente vaina de protección se debe tener cuidado extremo, pues en este sitio el oxígeno y/o el agua pueden entrar en contacto con el acero e iniciar el proceso de corrosión al no sellar y/o engrasar adecuadamente el límite entre la vaina y la armadura.

Muchos de los daños en los anclajes temporales se producen por el efecto de la corrosión que principalmente se localiza en la zona de unión del anclaje con la cabeza, las consecuencias de no proveer una adecuada protección o realizar una mala instalación, es el deterioro parcial o total del anclaje, ocasionando no solamente pérdidas económicas sino el posible fracaso de la obra.

La mayor parte de las recomendaciones, mencionan que en esta zona se debe colocar una protección adicional conocida como trompeta, que generalmente es de acero y que tiene como funciones principales:

1. aislar al anclaje de la pantalla de concreto,
2. reforzar la zona de transición longitud libre - pantalla para que no se vea afectado el anclaje.
3. servir como barrera contra la corrosión.

El espacio vacío entre trompeta y anclaje, se puede rellenar con grasa o realizar un taponamiento por medio de junta tórica (tapón de caucho) para evitar el ingreso de partículas extrañas en la boca del anclaje.

En la figura 53 a continuación, se observa el detalle de una trompeta metálica de protección contra la corrosión que será instalada en la zona longitud libre - cabeza del anclaje – pantalla de hormigón.

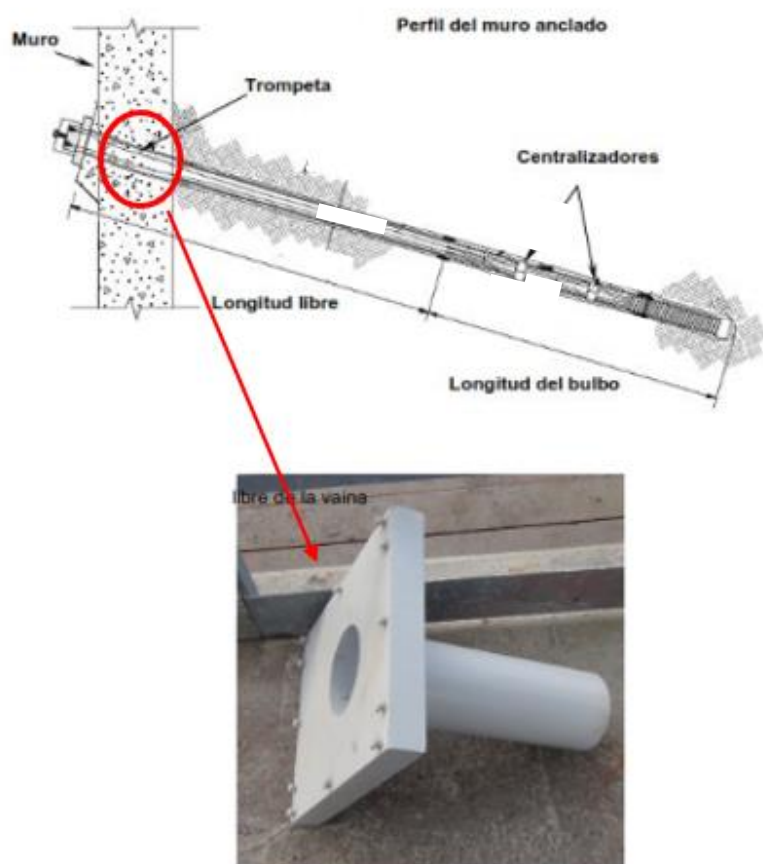


Figura 53. Esquema de protección contra la corrosión FHWA.

Fuente: (Sabatini, 1999). Geotechnical engineering circular No.4 (pág. 69).

Se puede observar en la imagen 54 varios detalles previos a la instalación de un anclaje permanente y fundición de pantalla de hormigón:

- 1.- la instalación de trompeta de protección,
- 2.- refuerzo adicional en la zona de pantalla (en la zona de influencia del

anclaje).



Figura 54. Esquema de protección contra la corrosión TA2020.

Fuente: (Comité français de mécanique des sols et de géotechnique, 2020). Normativa TA 2020 (pág. 133).

6.3.4. Protección de la cabeza del anclaje

Los efectos de intemperie, filtraciones de agua y movimiento de la estructura afectan a la cabeza del anclaje y sus componentes. Es la zona más sensible en cuanto protección e incluye al conjunto de cabeza, tuercas, placas de apoyo, que al ser ajustados y verificados por ser el sitio donde se aplica la carga de tensión deben protegerse con grasa o producto bituminoso y además con capuchas o cápsulas, usualmente de plástico, en algunos casos se utiliza también un tubo protector en la zona límite de la longitud libre y placa de apoyo.

Si el diseño contempla que el sistema de anclaje sufra desplazamientos, la cabeza del anclaje se ajustará y engrasará periódicamente. En caso de ocupar capucha de metal, se recomienda utilizar pintura de revestimiento anticorrosiva.

Un ejemplo de protección anticorrosión en la cabeza del anclaje, con capucha y grasa se observa en la figura 55.

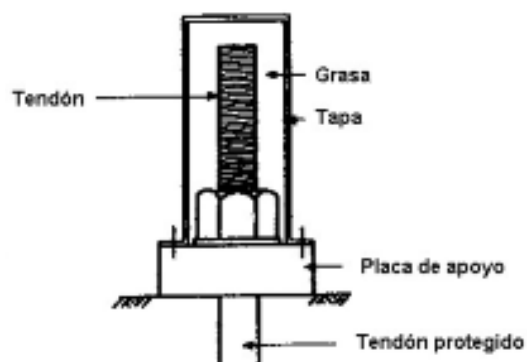


Figura 55. Sistema de protección contra la corrosión en cabeza de anclaje.
Fuente: (Monroy, R. 2007). Anclaje en suelos (pág. 35).

Como se ha mencionado hasta ahora, y se realiza énfasis, la zona de cabeza y transición con longitud libre son los sitios más propensos a oxidarse y por lo tanto necesitan especial atención. La falta de protección en la cabeza del anclaje, puede ocasionar el efecto que se observa en la figura 56 relacionado con la corrosión en la cabeza de anclaje.



Figura 56. Efecto de falta de protección en cabeza de anclaje.
Fuente: (Comité français de mécanique des sols et de géotechnique, 2020). Normativa TA 2020 (pág. 38).

Una de las correctas formas de proteger la cabeza del anclaje, se muestran en la figura 57.



Figura 57. Protección contra la corrosión en obra (cabeza de anclaje).

Fuente: (Comité français de mécanique des sols et de géotechnique, 2020). Normativa TA 2020 (pág. 15, 41)

CAPÍTULO VII

NORMATIVA DE PRUEBAS DE CARGA DEL PROYECTO

Dentro de las diferentes normativas (UNE-EN-1537, FHWA, PTI, entre otras), se identifican dos tipos de ensayos para anclajes, de idoneidad y aceptación. Dentro del primer conjunto están los ensayos de investigación y adecuación, mientras que en el segundo los ensayos de aceptación. Estas normas y recomendaciones así como la (ACHE, 2006), determinan que los ensayos pueden efectuarse en condiciones normales siete días después de haber inyectado la lechada sin uso de aditivos especiales, tiempo en el cual se considera que la mezcla alcanza un endurecimiento aceptable para efectuar las pruebas. En lo correspondiente a criterios a seguir en cuanto a número y tipo de pruebas a llevar a cabo, se recomienda realizar ensayos de investigación cuando los anclajes se utilicen en condiciones de terreno que no hayan sido objeto de ensayos previos, o cuando las cargas de servicio son superiores a las adoptadas en condiciones de terreno similares. Las recomendaciones (ACHE, 2006) establecen realizar 2 ensayos por cada tipo de terreno y de anclaje con ensayos de caracterización de las lechadas.

Para el propósito del proyecto de estabilización del talud Santa Ana la prueba de carga a utilizar sigue los lineamientos de las recomendaciones FHWA y PTI, que tiene la finalidad de producir la falla en el contacto suelo – lechada de cemento, para estimar la capacidad de adherencia última τ_{ult} en la zona de bulbo – suelo circundante. Se realizarán tres ensayos de investigación o pruebas de carga en el sitio de obra.

7.1. Definiciones

- Carga nominal (P_N): es la carga de proyecto, obtenida de cálculos de estabilidad de ladera o calculada de los estados límites de servicio sin mayorar.
- Carga nominal mayorada (P_{Nd}): es la carga estabilizante de proyecto, carga mayorada con un coeficiente de mayorización de 1.5 para anclajes permanentes.
- Carga de prueba (P_p): carga máxima a la que se somete un anclaje en ensayo de prueba.
- Carga referencial (P_a): es la carga que indica el inicio de la medida de la elongación o deformación del anclaje, su valor se encuentra entre el 5% al 25% de la carga de prueba.
- Carga de tensado, servicio o de bloqueo (P_w): también llamada carga de trabajo es la carga última dividida para el factor de seguridad del anclaje.
- Carga lock off (P_{10}): carga del anclaje para condiciones de estabilización de taludes.

7.2. Ensayo de investigación

Las pruebas de investigación proporcionan los parámetros que permiten conocer el valor de la resistencia última a corte del terreno para justificar el diseño teórico, según (Dirección General de Carreteras, 2004), los anclajes utilizados para ensayos de investigación son sometidos a cargas más elevadas que en los ensayos de control. Es recomendable al realizar el ensayo:

- Aumentar el diámetro de la barra de anclaje calculada, manteniendo las dimensiones diámetro de perforación y de los otros componentes, pero si no es posible el cambio de sección del tendón, se puede disminuir la longitud del bulbo para inducir el fallo lechada – suelo.
- Cuando el ensayo de un anclaje con longitud de bulbo menor se ha llevado a la rotura, para anclajes con longitud de bulbo mayor, no se debe esperar un aumento de la tensión de resistencia proporcional a la longitud de bulbo mayor.

La prueba de investigación es la única prueba que se intenta realizar hasta la falla del anclaje en la interfaz lechada – suelo y tiene como objetivo, antes de la ejecución de anclajes en obra, establecer además de la longitud libre equivalente (L_{app}):

- La capacidad de resistencia del bulbo de anclaje (suelo-cemento).
- El desplazamiento y la curva de deformación del tendón al aplicar una carga.
- Las características de pérdida de carga en estado límite de servicio P_w .

En algunas ocasiones, resulta incómodo el acoplamiento del equipo de tensado hacia la pantalla o el suelo para realizar los ensayos de tensión, por lo que se recurre a rellenar el espacio vacío, generalmente con el uso de madera, placas de hormigón o placas metálicas. Cuando el ensayo se vaya a realizar directamente sobre el suelo, se verifican las condiciones para que no exista el efecto de punzonamiento al aplicar las cargas.

La figura 58 da fe de lo mencionado en el párrafo anterior.



Figura 58. Acoplamiento de equipo para realizar pruebas de carga.
Elaborado por: El Autor.

7.3. Cargas del ensayo

La carga de referencia (P_a), a partir de la cual se inician las medidas de desplazamiento, está alrededor del 10% de la carga de prueba (P_p), sin embargo, en puesta de carga cíclica, donde se produzca alargamientos elevados del tendón, se permite utilizar cargas de referencia superiores.

El anclaje de ensayo se tensa hasta la rotura (R_a), o hasta una tensión de prueba (P_p), la carga de prueba se establece como $1.33 P_w$ (PTI, 2014) sin sobrepasar la tracción en la armadura, limitándose al valor menor de 0.80 carga de rotura del anclaje (P_{tk}) o 0.90 carga al límite elástico de la barra de anclaje ($P_{t0.1k}$).

Cuando no se exceda el límite de fluencia o la pérdida de tensión, la carga máxima de bloqueo (P_w) se recomienda limitar a $0.60 P_{tk}$. En caso de excedencia, la carga máxima de bloqueo se reduce hasta valores suficientes de fluencia del material o pérdida de tensión.

$$P_N \leq 0.65 P_{tk} \quad (43)$$

$$P_w \leq 0.60 P_{tk} \quad (44)$$

$$P_{tk} = A_T * F_{pk} \quad (45)$$

Siendo:

P_N = Carga nominal sin mayorar [KN].

P_w = Carga de trabajo del anclaje [KN].

P_{tk} = Carga a rotura del anclaje [KN].

A_T = Área del tirante [mm²].

F_{pk} = Límite de rotura de la barra de anclaje [KN].

Del anexo 1 se pueden obtener valores de carga al límite de rotura (F_{pk}) y carga al límite de fluencia ($P_{t0.1k}$) especificados por los fabricantes.

La carga última del anclaje para iniciar el ensayo se puede estimar por:

$$P_{ult} = \pi * \varnothing_{nb} * l_b * \tau_{ult} \quad (46)$$

Siendo:

P_{ult} = Carga última [KN].

\varnothing_{nb} = Diámetro nominal del bulbo [m].

l_b = Longitud del bulbo [m].

τ_{ult} = Capacidad de adherencia [KN/m²].

La carga de trabajo de manera análoga se puede calcular con:

$$P_w = \frac{P_{ult}}{\eta} = \frac{0.90 * F_y * A_T}{\eta} \quad (47)$$

Siendo:

P_{ult} = Carga última [KN].

P_w = Carga de trabajo [KN].

η = Factor de seguridad = 1.75 anclaje permanente

(Norma brasileira ABNT NBR 5629, 2006).

F_y = Fluencia del acero [KN/m²].

A_T = Área del tirante [m].

7.4. Longitud libre aparente o equivalente

La longitud libre aparente L_{app} se calcula a partir de la elongación elástica (Δ_s) del tendón, medida a partir del punto de fijación del tendón al gato o de un punto de referencia ligado al tendón. Esta medición permite definir la ubicación de un punto ficticio del anclaje, el que es comparado con el final de la longitud libre del tendón y el inicio de la longitud de bulbo del anclaje.

En general, se utiliza la siguiente ecuación para calcular la longitud libre aparente:

$$L_{app} = \frac{(A_T * E_s * \Delta_s)}{\Delta P} * \frac{1}{10^9} \quad (48)$$

Siendo:

L_{app} = Longitud aparente [m].

A_T = Área del tirante [mm²].

E_s = Módulo de elasticidad del anclaje [KN/mm²].

Δ_s = Alargamiento elástico del anclaje entre la carga
de prueba y de referencia ($\Delta_t - \Delta_r$) [mm].

ΔP = Carga de prueba menos la carga de referencia [KN].

Δ_t = Desplazamiento total [mm].

Δ_r = Desplazamiento residual [mm].

Los límites entre los que se debe encontrar el valor L_{app} son:

- Límite superior, el mayor valor de:

$$L_{app} = l_l + 0.50l_b \quad (49)$$

$$L_{app} = 1.10 * l_l \quad (50)$$

- Límite inferior:

$$L_{app} = 0.80 * l_l \quad (51)$$

Siendo:

L_{app} = Longitud aparente [m].

l_l = Longitud libre [m].

l_b = Longitud de bulbo [m].

7.5. Procedimiento de puesta en carga

Este tipo de ensayo en forma general, utiliza un gato hidráulico que tensiona el anclaje en un espacio de tiempo definido, la tracción aplicada se traduce en deformaciones - alargamientos en la cabeza del anclaje las cuales son medidas por medio de un calibrador. A medida que el suelo va tomando carga, el anclaje se deforma, arrojando datos de desplazamiento del anclaje y de tensión en el equipo de prueba. El método de prueba describe que: el anclaje es tensado en ciclos de carga, a partir de una carga de referencia y hasta una carga máxima. Los desplazamientos de la cabeza del anclaje se miden bajo la carga constante en cada fase de carga. Una vez que se han ubicado e instalado los anclajes y estos se encuentran en condiciones de ser ensayados, se debe:

- Determinar la carga última y carga de trabajo que soporta el anclaje.
- Hallar la carga de referencia.
- Con la carga de referencia se inicia el ensayo, mediante ciclos de carga.
- En cada ciclo de carga se deberá medir los desplazamientos entre la cabeza de anclaje y el pistón del gato hidráulico.
- Las duraciones de observación al llegar a la carga de ensayo, se mantienen por 10 minutos, midiéndose los desplazamientos a 1,2,3,4,5,6 y 10 minutos. Los incrementos de carga se realizarán en 6 fases.
- Se descarga el gato hidráulico hasta la carga de alineamiento P_a , luego de llegar a la carga máxima del ciclo.

- El ensayo concluye cuando hay una pérdida de carga, se alcanza P_{cri} , (se pierde la adherencia entre suelo y lechada) o se alcanza la carga P_p .
- Una vez finalizado el ensayo, se debe estimar si la carga final es similar a la carga última.
- Se considera que el anclaje es apto si cumple las condiciones de L_{app} de las ecuaciones 49,50 y 51.

Para una prueba de carga, un diagrama típico resultante de la carga – descarga del anclaje durante el ensayo es el mostrado en la figura 59.

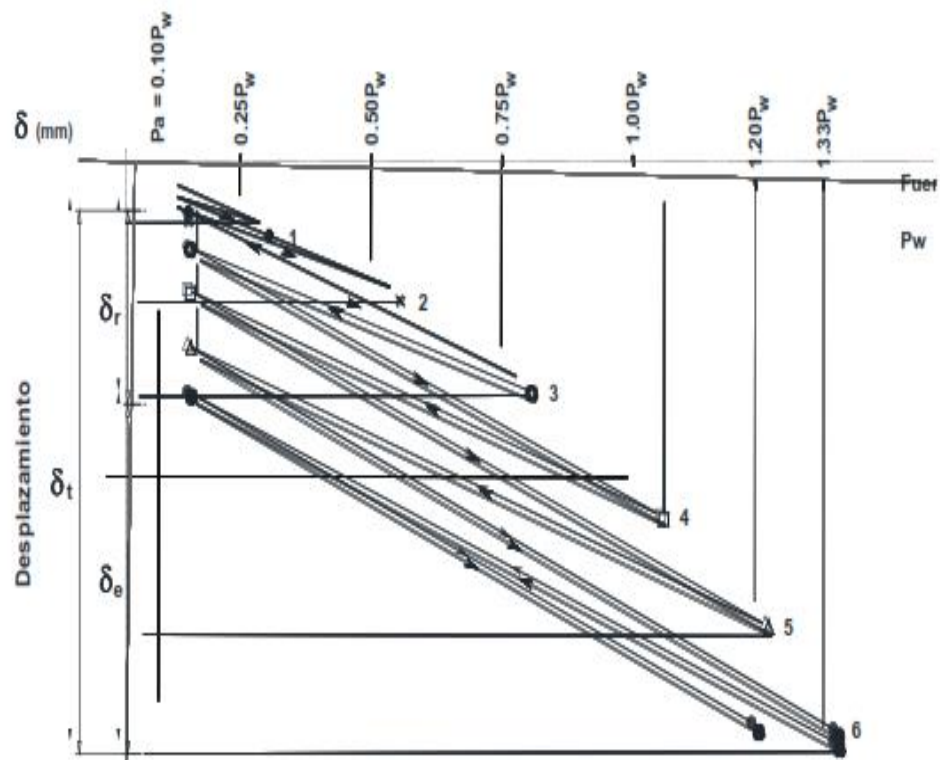


Figura 59. Esquema gráfico de la prueba de investigación.

Fuente: (Puelles, 2011). Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo (pág. 33).

Los valores de carga y las mediciones que se realizan en cada ciclo durante el ensayo se dan a conocer en la tabla 14.

Tabla 14:

Ensayo de investigación. Carga – periodo.

Carga aplicada al anclaje P_n	Desplazamiento total en la máxima carga del ciclo δ_t	Desplazamiento residual en la P_a luego del ciclo δ_r	Desplazamiento elástico en la máxima carga del ciclo δ_e
P_a $0.25 P_w$	δ_{t1}		$\delta_{e1} = \delta_{t1} - \delta_{r1}$
P_a $0.25 P_w$ $0.50 P_w$	δ_{t2}	δ_{r1}	$\delta_{e2} = \delta_{t2} - \delta_{r2}$
P_a $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$	δ_{t3}	δ_{r2}	$\delta_{e3} = \delta_{t3} - \delta_{r3}$
P_a $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $1.00 P_w$	δ_{t4}	δ_{r3}	$\delta_{e4} = \delta_{t4} - \delta_{r4}$
P_a $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $1.00 P_w$ $1.20 P_w$	δ_{t5}	δ_{r4}	$\delta_{e5} = \delta_{t5} - \delta_{r5}$
P_a $0.25 P_w$ $0.50 P_w$ $0.75 P_w$ $1.00 P_w$ $1.20 P_w$ $1.33 P_w$	δ_{t6} - Carga máxima de ensayo (lectura cero para ensayo de creep) δ_{tn6} - Carga final mantenida para lecturas	δ_{r5}	$\delta_{e6} = \delta_{t6} - \delta_{r6}$
P_a Ajustar a la carga de cierre		δ_{r6}	
P_a : Carga de alineamiento (AL), equivalente al 10% de la carga de diseño P_w del anclaje postensado. P_w : Carga de diseño (DL), carga de trabajo o carga de servicio del anclaje postensado.			

Nota: La tabla original fue presentada por Post Tensioning Institute en el 2004.

Fuente: (Sosa & Vélchez, 2017). Optimización del diseño de anclajes postensados aplicados a la ejecución de muros anclados en el proyecto centro comercial Plaza Surco (pág. 95).

CAPÍTULO VIII

CONSIDERACIONES PARA ANÁLISIS Y DISEÑO DEL ANCLAJE

En las estructuras ancladas las comprobaciones a verificar con el cálculo toman en cuenta dos condiciones:

- La estabilidad global de la zona donde se encuentra la estructura anclada.
- El comportamiento de cada elemento de los anclajes y su efecto en su entorno (equilibrio local).

El diseño de un anclaje requiere conocer el valor y dirección de los esfuerzos ejercidos por la estructura, denominadas cargas nominales, para poder después dimensionar la longitud libre y longitud de bulbo.

8.1. Estabilidad global del tirante

La estructura puede fallar globalmente sin haber sufrido fallos locales, se forma una superficie de deslizamiento en la que los esfuerzos de corte alcanzan los valores de la resistencia al corte del terreno, según lo descrito en las secciones 4.1. y 5.2.5.

Para evitar este fallo global, se introducen los anclajes, los mismos que colaboran con la estabilidad global impidiendo el desplazamiento horizontal de la estructura. Para el análisis de FSD se suma una fuerza adicional a la ecuación general:

$$FSD = \frac{\Sigma \text{ momento resistentes} + \Sigma \text{ momento por fuerzas de anclaje}}{\Sigma \text{ momento deslizantes}} \quad (52)$$

8.2. Estabilidad local del tirante

Brindar una adecuada inclinación y separación al sistema de tirantes, es uno de los primeros componentes en el diseño, puesto que, de esta forma podemos asegurarnos que cada anclaje atraviese la superficie de rotura del talud y no se genere concentración de esfuerzos en la pantalla al reunir varios tirantes.

La estabilidad de un anclaje cumplirá con los siguientes aspectos:

- Cálculo de los anclajes por limitación estructural:
 - Cargas actuantes.
 - Comprobación de la tensión admisible del acero del anclaje.
 - Determinación de la sección de acero.
- Cálculo de los anclajes por limitación del terreno:
 - Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo.
 - Comprobación del deslizamiento bulbo - terreno.

8.2.1. Inclinación del anclaje

Salvo aplicaciones particulares, los anclajes son colocados con cierta inclinación, las razones principales son:

- Alcanzar niveles de terreno más profundos, normalmente más resistentes, alejados de la estructura y terreno a proteger, para alojar el bulbo con la menor longitud de anclaje posible.
- Facilitar la inyección.
- Alejar la perforación de cimentaciones próximas.

Uno de los criterios para determinar el ángulo de inclinación del anclaje es que por encima del centro del bulbo exista como mínimo 3 - 4 metros de presión de suelo para anclajes de barras, por motivos de mayor seguridad se puede adoptar 4.5 metros (Xanthakos, 1991).

En estabilización de laderas la inclinación oscila entre 10° y 35° con la horizontal, la inclinación más habitual estaría dentro de la faja de los $15^\circ \sim 25^\circ$, en cambio llegar o sobrepasar los 45° es poco conveniente pues se reduce la efectividad a tracción y puede aumentar el número de anclajes. (Murillo & Ortuño, 2010).

8.2.2. Separación del anclaje

Las separaciones horizontales y verticales varían dependiendo de los requerimientos y especificaciones de cada proyecto, las distancias mínimas deben evitar intersección entre anclajes y el efecto de grupo entre tirantes adyacentes (el efecto de grupo reduce la capacidad individual de cada anclaje), en cambio que el espaciamiento máximo se basa en la capacidad permisible individual del tirante. Los anclajes soportan un área tributaria de la carga total, la cual es determinada por el espaciamiento vertical y horizontal entre tirantes adyacentes.

Algunas normativas, como la FHWA 1999, recomiendan que la separación vertical (S_v) sea por lo menos $S_v > 4 D_b$, en cuanto a la separación horizontal (S_h), $S_h > 1.20$ m; la normativa británica (BSI standards publications, 2015) acepta distancias mínimas de 1m). Un rango de espaciamiento se puede establecer entre 1.00 a 4.50 m. y típicamente $S_h = S_v$.

La figura 60 indica el espaciamiento horizontal y vertical de los anclajes recomendado por la FHWA.

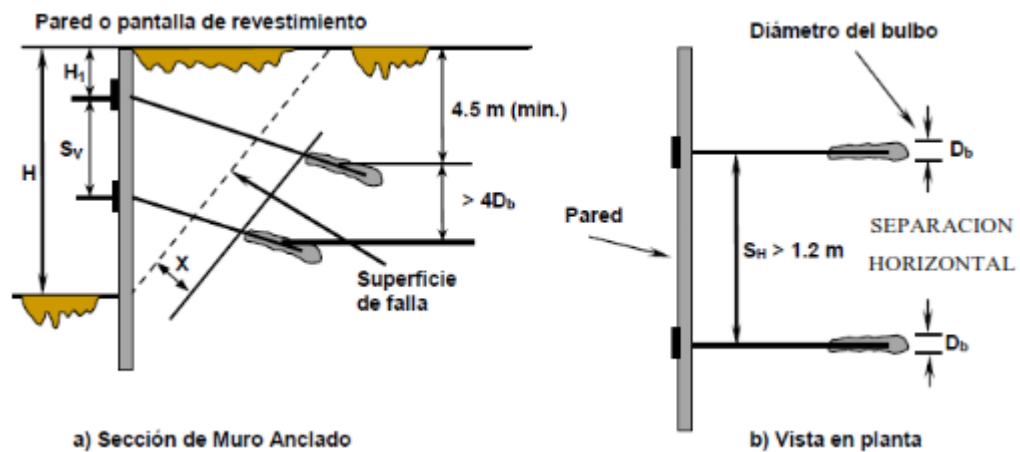


Figura 60. Espaciamiento horizontal y vertical de los tirantes.

Fuente: (Sosa & Vélchez, 2017). Optimización del diseño de anclajes post-tensados aplicados a la ejecución de muros anclados (pág. 47).

El análisis de separación de anclajes tanto vertical y horizontal, debe tomar varias recomendaciones. Cuando se emplee separaciones máximas, se debe apreciar que:

- A medida que aumenta la separación disminuye el número total de anclajes, pero la carga de trabajo de cada uno de ellos aumenta, así como longitud de bulbo, sección de acero, etc. En ciertos casos al incrementar el espaciamiento, se puede

producir que el número de anclajes propuesto no sea el suficiente para lograr controlar la concentración de cargas.

- Si entre anclajes se disponen vigas de reparto, al mayorar las luces entre apoyos (anclajes), las vigas deberán ser más rígidas y resistentes, lo mismo aplica con las pantallas.

Las separaciones mínimas en cambio, presentan el problema de la interacción de los bulbos. En la práctica una separación razonable entre anclajes bordea de 1.50 a 3.50 metros (Murillo & Ortuño , 2010).

8.2.3. Limitación estructural de los anclajes

Los anclajes trabajan con un margen de seguridad, con respecto a su carga a rotura y carga a fluencia. La actuación de las cargas, siguen los lineamientos de (Dirección General de Carreteras, 2004) que establece entre otros:

- La carga del anclaje de barra a partir de la cual se diseña el diámetro del tirante cumplirá la expresión:

$$P_{Nd} = P_N * F_1 \quad (53)$$

Siendo:

P_N = Carga nominal del anclaje [KN].

P_{Nd} = Carga nominal mayorada del anclaje [KN].

F_1 = Coeficiente de mayorización que depende del tipo de anclaje (1.5 permanente o 1.2 temporal).

Como una primera aproximación para determinar el diámetro de una barra necesaria para resistir la carga sin mayorar P_N , se puede determinar por:

$$\phi_T = 1.50 \sqrt{\frac{P_N}{f_{yk}}} \quad (54)$$

Siendo:

ϕ_T = Diámetro del tirante [mm].

P_N = Carga nominal del anclaje [KN].

f_{yk} = Límite elástico del acero del tirante [KN/mm²].

- Comprobación de la tensión admisible del acero:

Para dicha comprobación se minora la tensión admisible del tirante, debiéndose cumplir las siguientes condiciones:

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{pk}}{1.30} \quad (55)$$

$$\frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{f_{yk}}{1.15} \quad (56)$$

Siendo:

P_{Nd} = Carga nominal mayorada [KN], para anclajes
Permanentes;

$$P_{Nd} = 1.50 * P_N \text{ [KN]}.$$

A_T = Área del tirante [mm²].

f_{pk} = Esfuerzo de rotura del tirante [KN/mm²].

$$F_{yk} = \text{Esfuerzo elástico del tirante [KN/mm}^2\text{]}.$$

8.2.4. Limitaciones del terreno para los anclajes

Las limitaciones del terreno, no es otra cosa, sino que la capacidad de resistencia entre el bulbo y el suelo, o expresado de otra forma la adherencia entre bulbo y lechada cementicia.

El control del anclaje cumple los siguientes requerimientos:

- Comprobación del deslizamiento bulbo – terreno. Se debe cumplir:

$$\frac{P_N * 1.5}{\pi * \varnothing_{nb} * l_b} = \frac{P_{Nd}}{\pi * \varnothing_{nb} * l_b} \leq a_{adm} \quad (57)$$

Siendo:

$$a_{adm} = \text{Adherencia admisible [KN/m}^2\text{]}.$$

$$P_N = \text{Carga nominal sin mayorar [KN]}.$$

$$P_{Nd} = 1.50 * P_N [\text{KN}].$$

$$\varnothing_{nb} = \text{Diámetro nominal del bulbo [m]}.$$

$$l_b = \text{Longitud de bulbo [m]}.$$

- Comprobación del deslizamiento del tirante dentro del bulbo. Se debe cumplir:

$$\frac{P_{Nd}}{P_t * l_b} \leq \frac{a_{lim}}{1.20} \quad (58)$$

Siendo:

$$P_{Nd} = \text{Carga nominal mayorada [KN]}.$$

$$P_{Nd} = 1.50 * P_N [\text{KN}],$$

$$P_t = \text{Perímetro nominal de la barra [m]}.$$

l_b = Longitud de bulbo [m].

a_{lim} = Adherencia límite [KN/m²].

8.2.5. Consideración de longitud de bulbo del anclaje

La posición del bulbo, debe cruzar por detrás de la superficie de falla, para el cálculo de la longitud de bulbo existen numerosas teorías para su determinación. La literatura existente y el presente documento abordan diferentes formas de encontrar dicha longitud de manera empírica, por lo que es recomendable que, con los valores obtenidos de las pruebas de carga, se ajuste dicha dimensión.

Normativas como la TA 95, TA 2020 y la BS 8081 2015 indican que longitudes de bulbo en suelos granulares apropiadas no sobrepasen los 8 - 10 metros, puesto que, según ensayos realizados existen pérdidas de tensión significativas en bulbos con longitudes entre 12 -18 metros. En tanto que la longitud mínima establecida por el PTI 2014 es de 4.5 metros para barras de acero con lechada de cemento en cualquier tipo de suelo.

En cuanto a la capacidad de carga (Xanthakos, 1991) menciona que en suelos granulares con longitudes de bulbo entre 4 – 8 metros y diámetros de perforación de 10 -15 cm se puede soportar cargas últimas de hasta (300 kips) 1300 KN. (Barkhordari, 2017) en cambio, indica que cargas de tracción superiores a 1000 KN pueden sostenerse mediante anclajes en arenas con longitud de bulbo entre 4-7 m, con diámetros de perforación de 100-150 mm.

Estas cargas reportadas no pueden explicarse por las teorías clásicas de la mecánica del suelo. La experiencia demuestra que la capacidad máxima de los anclajes en suelos granulares depende de varios parámetros, que incluyen:

- a) la densidad relativa y grado de uniformidad del suelo;
- b) geometría y dimensión de la zona de bulbo (longitud y en menor grado el diámetro);
- c) método y presión de inyección;
- d) dilatación en el suelo; y
- e) de menor forma el método de perforación empleado.

De manera general los suelos cohesivos requieren mayor longitud de bulbo que los suelos granulares.

A continuación, se exponen brevemente las metodologías utilizadas para encontrar la longitud de bulbo, considerando que:

- Las cargas que se analizan por cada uno de los métodos son el resultado de la carga necesaria para controlar el deslizamiento, la cual es obtenida para nuestro estudio por medio del programa XSTABL y se presenta más adelante en las secciones 9.9 y 9.10.
- El valor inicial de diámetro de barra es de 25 mm.
- El valor de longitud de bulbo es la incógnita que se desea calcular.
- Los cálculos de cada método se presentan en el anexo 6 y anexo 7.

8.2.5.1. Formulación C.G.I.

Una primera aproximación puede obtenerse mediante la siguiente expresión del Centro Geotécnico Internacional 2015. Que considera la carga (PNd) nominal mayorada o estabilizante obtenida del análisis de FSD por medio de XSTABL, el cual será tratado en la sección 9.9. análisis de estabilidad de taludes y 9.10. Prediseño del anclaje.

$$l_b = \frac{P_{Nd}}{19\phi_T} \quad (59)$$

Siendo:

P_{Nd} = Carga nominal mayorada [KN].

ϕ_T = Diámetro del tirante [m].

l_b = Longitud de bulbo [m].

8.2.5.2. Método Bustamante & Doix

Método de Bustamante & Doix (1985) citado en la sección 5.4.2.2. El método forma parte de la normativa francesa TA-95 y TA 2020, establece que la tensión máxima que soporta la barra de anclaje está en función de la tensión de corte a lo largo del área lateral del bulbo, tomando en cuenta la presión de inyección y/o el volumen inyectado. Los valores iniciales para el uso del método son:

$$P_{ult} = \pi * D_s * l_b * q_s \quad (60)$$

$$D_s = \beta * \phi_{perf} \quad (61)$$

Siendo:

P_{ult} = Carga última [KN].

D_e = Diámetro medio del bulbo [m].

l_b = Longitud del bulbo [m].

q_s = Resistencia al corte [KN/m^2],
obtenido de la figura 61 o 62

β = Coeficiente de mejoramiento del diámetro de bulbo
debido a la inyección, obtenido de la tabla 15.

ϕ_{perf} = Diámetro de perforación [m].

A continuación (figura 61 y 62), se presentan los ábacos principales para la obtención de la adherencia límite para suelos granulares y cohesivos. (Murillo & Ortuño , 2010).

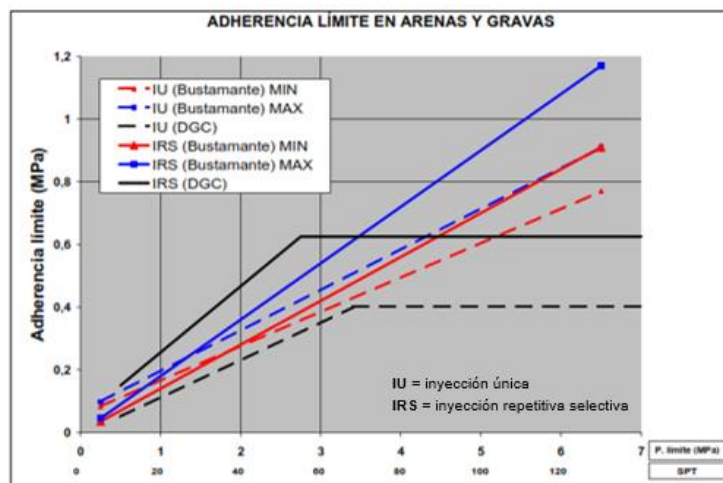


Figura 61. Adherencia límite en suelos granulares.

Fuente: (Murillo & Ortuño , 2010). Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras (pág. 58)

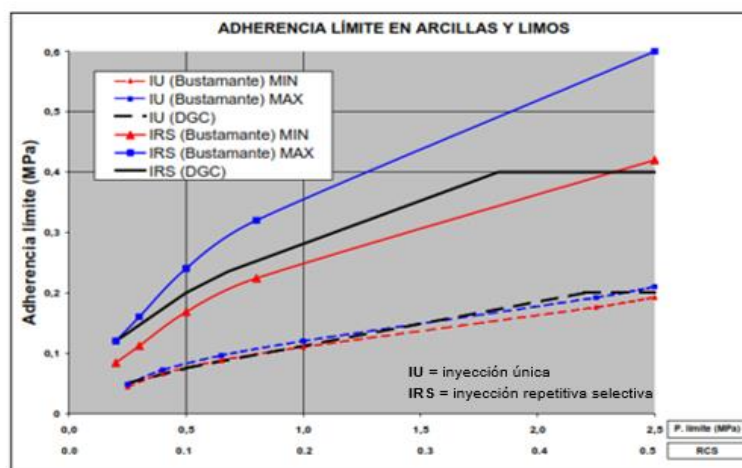


Figura 62. Adherencia límite para suelos cohesivos.

Fuente: (Murillo & Ortuño , 2010). Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras (pág. 57).

Los valores del coeficiente de mejoramiento β se escoge para un determinado tipo de suelo, según los valores de la tabla 15 a continuación:

Tabla 15:

Coeficiente de mejoramiento β .

Tipo de Suelo	Con reinyección	Sin reinyección
Cascajo	1.8	1.3 - 1.4
Cascajo arenoso	1.6 - 1.8	1.2 -1.4
Arena con cascajo	1.5 -1.6	1.2 - 1.3
Arena grueso	1.4 - 1.5	1.1 -1.2
Arena media	1.4 - 1.5	1.1 -1.2
Arena fina	1.4 - 1.5	1.1 -1.2
Arena limosa	1.4 - 1.5	1.1 -1.2
Limo	1.4 - 1.6	1.1 -1.2
Arcilla	1.8 - 2.0	1.2

Nota: La tabla original de coeficientes de mejoramiento, proviene de la norma NF P 94-262. La tabla presentada, corresponde a la recopilación de la tabla H.1. características del volumen de inyección y presión de inyección asociada a los ábacos de la normativa TA 2020 (pág. 129).

8.2.5.3. Normativa AASHTO

Los anclajes postensados pueden ser diseñados para resistir el arranque de la zona de bulbo en el contacto con el suelo, la resistencia al arrancamiento QR puede ser determinada según lo dispuesto en el artículo 11.9.4.2 Anchor pullout capacity (AASHTO, 2017), que indica que la capacidad del anclaje está sujeta a las condiciones de resistencia del suelo, diámetro de perforación, longitud de bulbo, tipo de cementante y presión de inyección. El parámetro ϕ se establece por medio de la tabla 11.5.7-1 Resistance factors for permanent retaining walls para suelos granulares y su valor es 0.65.

De la tabla 16 y 17, se pueden obtener los valores de capacidad de adherencia suelo – lechada para suelos granulares y cohesivos respectivamente definidos por la normativa American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO, 2017) que en sus tablas propone los valores como una guía para estimar la adherencia nominal última para anclajes instalados en suelos cohesivos y granulares con diámetros de perforación pequeños 100 – 150 mm:

Tabla 16:

Adherencia suelo–lechada (C11.9.4.2-2 AASHTO)

SUELOS NO COHESIVOS

Anclaje / tipo de suelo (presión de inyección)	Densidad / SPT	Adherencia nominal τ_n [ksf] / [MPa]
Anclajes inyectados a gravedad (< 50 psi)		
Arena o mezcla de arena – grava	Media Densa - Densa 11-50	1.5 – 2.9 / 0.07 – 0.14
Anclajes inyectados a presión (50 - 400 psi)		
Arena fina a media	Media Densa - Densa 11-50	1.7 – 7.9 / 0.08 – 0.38
Arena - grava media a gruesa	Media Densa 30 11-	2.3 – 14 / 0.11 – 0.67
	Densa - Muy Densa 30-50	5.2 – 20 / 0.25 – 0.96
Limo arenoso	-	3.5 – 8.5 / 0.17 – 0.41
Arena gravosa	Media Densa 40 11-	4.4 – 29 / 0.21 – 1.39
	Densa - Muy Densa 40-50+	5.80 – 29 / 0.28 – 1.39

Nota: Los valores de la tabla son una guía para conocer la capacidad de adherencia de suelos granulares. Fuente: (AASHTO, 2017). American Association of State Highway and Transportation Officials (pág. 11-46), traducida al español.

Tabla 17:

Adherencia suelo–lechada (C11.9.4.2-1 AASHTO).

SUELOS COHESIVOS

Anclaje / tipo de suelo (presión de inyección)	Rigidez del suelo o resistencia a la compresión no confinada (tsf)	Adherencia nominal τ_n [ksf] / [MPa]
Anclajes inyectados a gravedad (< 50 psi)		
Mezcla limo - arcilla	Rígida a muy rígida 1.0-4.0	0.6 – 1.5 / 0.03 – 0.07
Anclajes inyectados a presión (50 - 400 psi)		
Arcilla alta plasticidad	Rígida 1.0-2.5	0.6 – 2.0 / 0.03 – 0.10
	M. rígida 2.5-4.0	1.5 – 3.6 / 0.07 – 0.17
Arcilla mediana plasticidad	Rígida 1.0-2.5	2.0 – 5.2 / 0.10 – 0.25
	M. rígida 2.5-4.0	2.9 – 7.3 / 0.14 – 0.35
Limo arenoso mediana plasticidad	M. rígida 2.5-4.0	5.8 – 7.9 / 0.28 – 0.38

Nota: Los valores de la tabla son una guía para conocer la capacidad de adherencia de suelos cohesivos. Fuente: (AASHTO, 2017). American Association of State Highway and Transportation Officials (pág. 11-45), traducida al español.

La capacidad del anclaje según la AASHTO, es evaluada por:

$$Q_R = \phi Q_n = \phi * \pi * \phi_{perf} * \tau_n * l_b \quad (62)$$

Siendo:

Q_R = Resistencia al arrancamiento [KN].

ϕ = Factor de resistencia al arrancamiento del anclaje.

$\phi = 0.65$. Valor obtenido de tabla 11.5.7-1. AASHTO

Q_n = Resistencia nominal del anclaje [KN].

ϕ_{perf} = Diámetro de perforación [m].

τ_n = Esfuerzo nominal de adherencia del anclaje [KN/m²];
obtenido de la tabla 16 o 17.

l_b = Longitud de bulbo [m].

8.2.5.4. Recomendaciones PTI.

El Post Tensioning Institute (PTI, 2014) establece para suelos no cohesivos valores típicos de presuntas adherencias últimas basados en anclajes instalados con presiones de inyección de 0.35 a 2.8 MPa y diámetros de perforación entre 75 a 150 mm, con profundidades de sobrecarga desde la superficie del talud hacia el centro de bulbo de 4.5 metros y más.

El término sobrecarga se refiere a la presión de sobrecarga efectiva a profundidades \geq 4.5 metros, se establece la profundidad de 4.5 metros como mínima para que el suelo no sea afectado por la presión de inyección ni el pretensado de los anclajes. La tabla 18 presenta los

valores de la capacidad de adherencia suelo – lechada para suelos granulares establecidos por el P.T.I.; en la tabla se incluye valores para anclajes inyectados a gravedad y presión.

Tabla 18:

Adherencia suelo – lechada (tabla C6.3 PTI 2014).

SUELOS NO COHESIVOS	
Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia promedio (suelo-lechada de cemento) [MPa]
Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje).	0.07-0.14
Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje).	
<ul style="list-style-type: none"> Arena fina media, medianamente densa a densa. 	0.08 – 0.38
<ul style="list-style-type: none"> Arena medianamente gruesa (con grava), medianamente densa. 	0.11 – 0.66
<ul style="list-style-type: none"> Arena medianamente gruesa (con grava), densa a muy densa. 	0.25 – 0.97
<ul style="list-style-type: none"> Arenas limosas. 	0.17 – 0.41
<ul style="list-style-type: none"> Morrena glacial densa. 	0.30 – 0.52
<ul style="list-style-type: none"> Grava arenosa, medianamente densa a densa. 	0.21 – 1.38
<ul style="list-style-type: none"> Grava arenosa, densa a muy densa. 	0.28 – 1.38

Nota: los datos de la tabla corresponden a Typical average ultimate bond strengths: non-cohesive soils. Fuente: (PTI, 2014). Recommendations for prestressed rock and soil anchors (pág. 49), traducida al español.

Para suelos cohesivos, el Post Tensionig Institute menciona que los valores de capacidad de adherencia última están expresados como una función del 50 al 100 % de la resistencia al corte no drenado del suelo.

Los valores de capacidad de adherencia suelo- lechada para anclajes inyectados con presión y a gravedad en suelos cohesivos según el P.T.I se presentan a continuación, en la tabla 19.

Tabla 19:

Adherencia suelo – lechada (tabla C6.2 PTI 2014).

SUELOS COHESIVOS	
Tipo de anclaje	Capacidad última de adherencia
	promedio (suelo-lechada de cemento) [MPa]
Anclajes inyectados a gravedad (en dirección al eje).	0.03-0.07
Anclajes inyectados a presión (en dirección al eje).	
• Arcilla blanda limosa.	0.03-0.07
• Arcilla limosa.	0.03-0.07
• Arcilla rígida, mediana a alta plasticidad.	0.03-0.10
• Arcilla muy rígida, mediana a alta plasticidad.	0.07-0.17
• Arcilla rígida, mediana plasticidad.	0.10-0.25
• Arcilla muy rígida, mediana plasticidad.	0.14-0.35
• Limo arenoso muy rígido, mediana plasticidad.	0.28-0.38

Nota: los datos de la tabla corresponden a Typical average ultimate bond strengths -cohesive soils. Fuente: (PTI, 2014). Recommendations for prestressed rock and soil anchors (pág. 48), traducida al español.

El Post Tensioning Institute (2014 y 2004), establece la siguiente formulación:

$$l_b = \frac{P_w}{\pi * \phi_{perf} * \tau_w} ; l_b = \frac{P_{ult}}{\pi * \phi_{perf} * \tau_{ult}} \quad (63)$$

$$\tau_w = \frac{\tau_{ult}}{FS} ; FS = 2.0 \quad (64)$$

Siendo:

P_w = Carga de trabajo [KN].

\emptyset_{perf} = Diámetro de perforación [m].

τ_{ult} = Capacidad de adherencia última [KN/m²].

valor obtenido de la tabla 18 o 19.

τ_w = Capacidad de adherencia de trabajo [KN/m²].

L_b = Longitud de bulbo [m].

8.2.5.5. Normativa DIN 4125 2010.

La longitud de transmisión (l_b) necesaria para que las cargas se transmitan al suelo se obtiene a partir del diámetro del cuerpo de inyección y del valor límite del rozamiento.

El diámetro del cuerpo de inyección es mayor que el diámetro de perforación, provocando una diferencia que depende del tipo de suelo y técnica de perforación (Normativa DIN 4125, 2010).

$$l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi(\emptyset_{perf} + a) \cdot \frac{q_{sik}}{\gamma_s \cdot \xi_1 \cdot \eta_M}} \quad (65)$$

Siendo:

P_{Nd} = Carga nominal mayorada [KN].

\emptyset_{perf} = Diámetro de perforación [m].

= 0.10 m.

- a = Ampliación del taladro $a_{min} > 20$ [mm];
en arenas 50 [mm].
- q_{s1k} = Hipótesis de acuerdo con EA Pfähle = 170 KN/m^2 .
- γ_s = Factor de seguridad parcial por tracción = 1.15.
- ξ_1 = Factor de dispersión depende de número de pruebas
de carga. Para tres pruebas = 1.25.
- η_m = Factor de forma = 1.15.

8.2.5.6. Normativa NBR5629.

Método de la norma brasilera (Norma brasilera ABNT NBR 5629, 2006), que entre sus particularidades, no estima la consideración de presión de inyección.

$$T_{max} = \sigma_z * U_{0.5} * l_b * k_f \quad (66)$$

SUELOS NO COHESIVOS

$$T_{max} = \alpha * U_{0.5} * l_b * S_u \quad (67)$$

SUELOS COHESIVOS

Siendo:

- T_{max} = Capacidad de carga del anclaje [KN].
- σ_z = Presión Vertical efectiva en el bulbo [KN/m^2].
- $U_{0.5}$ = Perímetro medio del bulbo [m].
- S_u = Resistencia al corte no drenado [KN/m^2].

α = Coeficiente reductor a la resistencia al corte

(0.35~0.75).

k_f = Coeficiente del anclaje, obtenido de la tabla 20.

A continuación, se presenta la tabla 20 coeficientes k_f para suelos granulares:

Tabla 20:

Coeficiente k_f para suelos granulares.

Tipo de Suelo	Blando	Compacto	Muy Compacto
Limo	0.1	0.4	1
Arena fina	0.2	0.6	1.5
Arena media	0.5	1.2	2
Arena gruesa y cascajo	1	2	3

Nota: Valores corresponden a la tabla I NBR5629-2006.

Fuente: (Norma brasilera ABNT NBR 5629, 2006). Ejecución de tirantes anclados al terreno (pág. 4)

8.2.5.7. Recomendación D.G.C.

La Dirección General de Carreteras (2004), tomando como base la normativa UNE EN 1537, indica una expresión en función de la adherencia admisible entre el bulbo y terreno, minorando la adherencia límite del terreno que rodea al bulbo del anclaje para obtener la adherencia admisible (a_{adm}).

Sustituyendo el valor de $\alpha_{adm} = \frac{c'}{F_{2c}} + \sigma' \left(\frac{tg \varphi'}{F_{2\varphi}} \right)$ de la ecuación (36) en

$\frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * l_b} \leq \alpha_{adm}$ de la ecuación (57), se obtiene:

$$l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * (0.625c' + \sigma' * 0.7407tg\varphi')} \quad (68)$$

Siendo:

P_{Nd} = Carga nominal mayorada [KN].

ϕ_{nb} = Diámetro de perforación [m].

c' = Cohesión efectiva del terreno en el bulbo [KN/m²].

σ' = Presión efectiva del terreno en el centro del anclaje más una tercera parte de presión de inyección aplicada [KN/ m²].

φ' = Ángulo de rozamiento en la zona de bulbo.

l_b = Longitud de bulbo [m].

Otros valores de capacidad de adherencia recomendados por la (D.G.C) Dirección General de Carreteras, 2004, obtenidos del ensayo de carga para diferentes anclajes y diferentes terrenos, con diámetros de perforación comprendidos entre 68 mm y 178 mm son los expresados en la tabla 21:

Tabla 21:

Capacidad de adherencia suelo – lechada (D.G.C. 2004).

Tipo de terreno	τ_{ult}
	[KN/m ²] / [MPa]
• Roca dura (granito, gneis, caliza, etc.)	1,000 – 2,500 / 1.0 - 2.5
• Roca blanda (margas, esquistos, pizarras, etc.).	300 – 1,000 / 0.3 – 1.0
• Gravas y arenas gruesas.	600 – 1,000 / 0.6 – 1.0
• Arenas finas y medias.	300 – 600 / 0.3 – 0.6
• Arenas limosas y arcillas arenosas.	300 – 600 / 0.3 -0.6

Nota: Valores orientativos de la tensión límite de transferencia para diferentes tipos de suelo, utilizados por H.P. 8-96 y la D.G.C. 2004.

Fuente: (Ministerio de Fomento, 1996). Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno H.P.8-96 (pág. 61).

8.2.5.8. Normativa Australiana AS4678-2002.

Siguiendo la normativa australiana, la capacidad de tensión de un anclaje puede ser determinada por la ecuación:

$$T = N_1 * \emptyset_n * \emptyset_b * l_b * tg \emptyset' \quad (69)$$

Siendo:

T = Capacidad de carga del anclaje [KN].

N1 = Varía entre 130 a 160 [KN/m].

\emptyset' = Ángulo de fricción.

\emptyset_b = Factor que depende de método de ejecución del bulbo. ≥ 0.7 .

\emptyset_n = Factor de reducción = 1.

l_b = Longitud de bulbo [m].

8.2.5.9. Normativa FHWA

Otta y otros en el informe FHWA PERMANENT GROUND ANCHORS STUMP DESIGN CRITERIA, FHWA/RD-81/152 1982, indican que para un limo arenoso en condiciones normales la capacidad de carga se encuentra entre 400 – 600 KN, con longitudes de bulbo de 4 -7 metros, inyectados a presión y diámetros de perforación de 110 mm.

En la figura 63 se puede apreciar cómo se movilizan los esfuerzos en el bulbo.

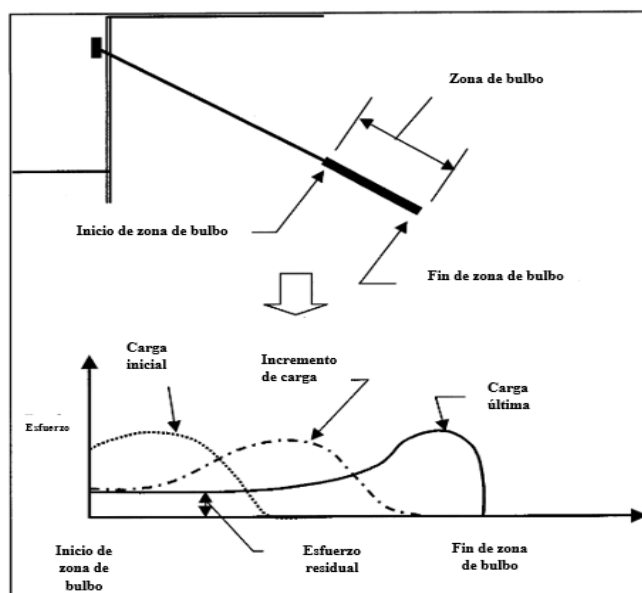


Figura 63. Movilización de esfuerzos en la zona de bulbo.
Elaborado por: El Autor.

El rango de longitud de bulbo en suelos varía típicamente de 4.5m a 12 m para anclajes inyectados a gravedad, inyectados a presión y post inyectados.

Sabatini, Pass y Bachus FHWA-IF-99-015 (1999) determinaron que multiplicando la capacidad última de transferencia (Q_{ult}) por la longitud de bulbo y dividiendo por un factor de seguridad de 2.0 se obtiene la carga máxima permisible para el anclaje en suelo; dicha

capacidad de carga fue estimada para diámetros de perforación entre 10- 15 cm inyección por gravedad en función del tipo de suelo y densidad o valores de SPT.

$$T_{max} = \frac{l_b \cdot Q_{ult}}{FS} \rightarrow l_b = \frac{T_{max} \cdot FS}{Q_{ult}} \geq 4.5m \quad (70)$$

Siendo:

T_{max} = Tensión máxima permisible [KN].

Q_{ult} = Capacidad de transferencia del bulbo [KN/m],

Obtenido de la tabla 22.

l_b = Longitud de bulbo [m].

FS = 2.0

En la tabla 22 se observa la capacidad de carga de transferencia expresada en KN/m de longitud de bulbo.

La fuerza de adherencia entre suelo y bulbo puede ser estimada dividiendo los valores de la tabla 22 por el perímetro del taladro, una vez que se ha seleccionado su diámetro.

Tabla 22:

Capacidad última de adherencia bulbo - suelo (tabla 6 FHWA).

Tipo de suelo	Densidad relativa (SPT)	Capacidad de carga de transferencia
		[KN/m]
• Arena y grava.	Suelta (4-10)	145
	Media (11-30)	220
	Densa (31-50)	290
• Arena.	Suelta (4-10)	100
	Media (11-30)	145
	Densa (31-50)	190
• Arena y limos.	Suelta (4-10)	70
	Media (11-30)	100
	Densa (31-50)	130
• Mezcla de arena y arcilla de baja plasticidad.	Dura (10-20)	30
	Muy dura (21-40)	60

Nota: Valores presuntos de transferencia de carga para diseño preliminar, diámetro de perforación reducida, inyectados a gravedad, para anclajes en suelo.

Fuente: (FHWA-IF-99-015, 1999). Ground anchors and anchored systems (pág. 71)

A su vez, la (FHWA) U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration en el informe del 2015 FHWA-NHI-14-007 tabla 4.4 publica parámetros de adherencia del suelo hacia las estructuras de anclaje para varias combinaciones de suelo, métodos de perforación e inyección por gravedad. Los valores mínimos y máximos corresponden aproximadamente a la peor y la más favorable condición para cada combinación.

Los valores de capacidad de adherencia para suelos de granulares publicados por la FHWA 2015 se presentan a continuación en la tabla 23:

Tabla 23:

Adherencia suelo – lechada (tabla 4.4 a FHWA).

Método de perforación	Tipo de suelo	Fuerza de adherencia τ_{ult} [Mpa]	
Rotativo	Arena - grava	0.10	0.18
	Arena limosa	0.10	0.15
	Limo	0.06	0.08
	Suelos residuales	0.04	0.12
	Coluvial fino	0.08	0.15
Encamisado	Arena - grava/ baja sobrecarga	0.19	0.24
	Arena - grava / alta sobrecarga	0.28	0.43
	Morrena -material glaciario sin estratificar	0.38	0.48
	Coluvial	0.10	0.18
	Relleno de arena limosa	0.02	0.04
Barrenado	Arena limosa fina	0.06	0.09
	Arena arcillo limosa	0.06	0.14

Nota: Valores de Prediseño, que corresponden al método de perforación empleado.

Fuente: (FHWA-NHI-14-007, 2015). NHI course No.132085 (pág. 84).

También se menciona que cuando se utilicen los valores medios expresados en la tabla 23, estos datos tienden a ser conservadores y, por lo tanto, valores un poco más altos que la media se puede utilizar en la mayoría de los casos para un diseño preliminar.

8.2.5.10. Método Costa Nunes.

Costa Nunes (1987), con una propuesta parecida al método propuesto por Bustamante & Doix, diferenciado en la definición de resistencia a corte (q_s) en el contacto suelo bulbo, puesto que, para la determinación de q_s el autor utiliza la superficie de ruptura de Mohr Coulomb, conforme a las ecuaciones:

$$T_{max} = \pi * \phi_{perf} * n_d * l_b * n_1 * q_s \quad (71)$$

$$q_s = c + [((\gamma * h * n_h) + \sigma'_r) * tg\phi] \quad (72)$$

Para simplificar el método, se asume que $n_h=n_1=n_d=1$

Siendo:

T_{max} = Tensión máxima de diseño [KN].

n_d = Factor de presión de inyección $n_d=1$.

n_1 = Factor de reducción de compresión del bulbo.

$n_1=1$ para $l_b \leq 8$ metros.

n_h = Factor de reducción de profundidad (Valores mayores que 9 metros, $n_h=1$)

q_s = Esfuerzo de rotura en interfaz suelo bulbo [KN/m²].

ϕ = Ángulo de fricción del suelo.

c = Adherencia entre lechada y suelo, se usa el valor de cohesión que tiene el suelo [KN/m²].

γ = Peso específico del suelo [KN/m³].

h = Profundidad al centro del bulbo [m].

σ'_r = Presión residual efectiva en el centro del bulbo, puede estimarse como el 50% de presión de inyección [MPa].

FS = Factor de seguridad anclaje permanente 2.0.

8.2.6. Determinación de longitud libre

Para asegurar que la posición del bulbo cruce por detrás de la línea de falla, la longitud libre (ll) se debe extender el mayor valor entre 1.5 m o de 0.15~0.20 H por detrás de la superficie crítica de deslizamiento. Especificaciones como la normativa francesa TA-95, TA 2020 y la británica BS 8081 2015 determinan que en cualquier caso la dimensión del tramo libre mínimo para anclaje tipo barra sometido a pos tensión deberá ser de 5 metros para superar anomalías geotécnicas, en cambio que recomendaciones PTI – FHWA establecen la longitud mínima en 3 metros cuando se utilicen barras. En la figura 64 se muestra la posición del bulbo por detrás de una superficie de falla plana.

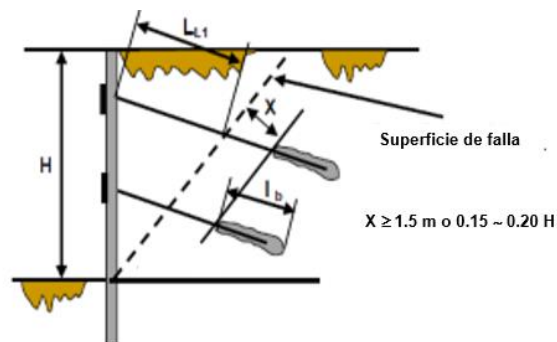


Figura 64. Esquema indicativo de la posición de longitud libre y bulbo.
Elaborado por: El Autor.

CAPÍTULO IX

PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LA INESTABILIDAD DEL TALUD SANTA ANA

En este capítulo se expone el resultado del análisis de estabilidad del talud Santa Ana, abscisas 0+060 a 0+100, se presentan los resultados de los trabajos topográficos, geológicos, geotécnicos y se propone una solución de estabilización con el uso de una pantalla de hormigón atirantada.

9.1. Antecedentes y breve descripción del sitio

Los procesos erosivos ocasionados por agentes como el viento, la lluvia, han dado origen a procesos de inestabilidad en distintos sitios a lo largo del camino que comunica a los sectores Santuario de Baños y Santa Ana, una vía de alrededor de 14 km que se conecta con la carretera Alóag - Santo Domingo.

Un importante deslizamiento, obstaculizó un tramo del camino ubicado a unos 2 Km aproximadamente de la margen izquierda del río Santa Ana, en dirección hacia Santuario. La asociación de varios factores como los procesos erosivos, cunetas de coronación no revestidas y el tipo de suelo (arenas y limos deleznable) contribuyeron al derrumbe de ese tramo de carretera. La solución para lograr la protección de este tramo y tema del presente estudio, es el uso de un muro de contención en conjunto con anclajes tipo barra, puesto que, a más de mitigar los procesos erosivos, permitirán mantener el equilibrio del sistema suelo – muro.

En las figuras 65 y 66 se observan fotografías de deslizamientos a lo largo de la vía y del sitio de estudio respectivamente.



Figura 65. Derrumbes en diferentes tramos de la vía.
Elaborado por: El Autor.



Figura 66. Derrumbes en sitio de estudio y estado de cunetas.
Elaborado por: El Autor.

9.2. Localización

La zona de estudio se localiza al sur - este de la provincia de Pichincha, cantón Mejía, parroquia de Manuel Cornejo Astorga (Tandapi), sector río Santa Ana, como se indica en la figura 67.

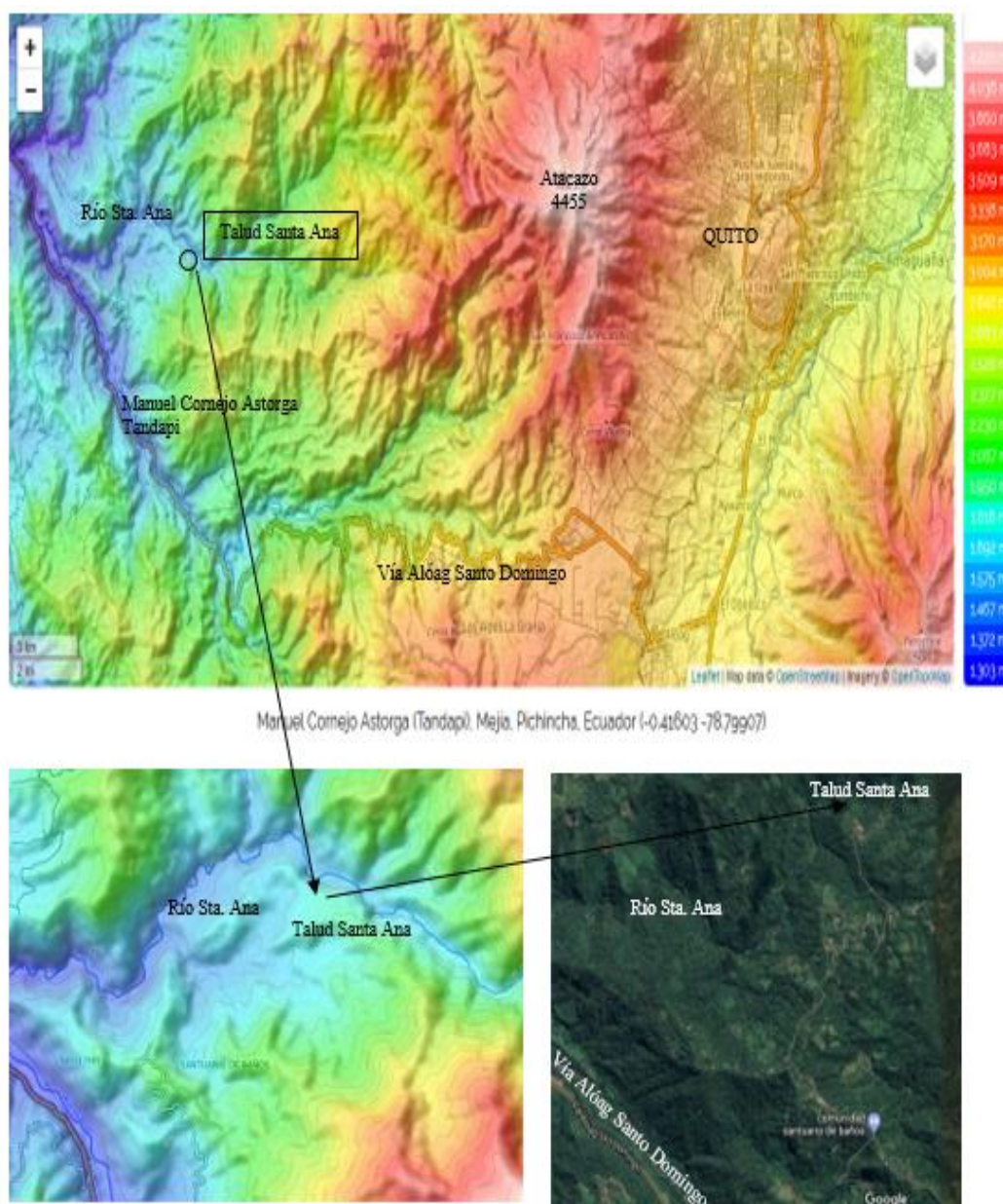


Figura 67. Localización del proyecto.

Imágenes recopiladas de: <https://es-ec.topographic-map.com> y google maps.

Elaborado por: El Autor.

En la tabla 24 se presentan las coordenadas geográficas de localización del área del proyecto:

Tabla 24:

Coordenadas geográficas. Localización del proyecto.

COORDENADAS UTM WGS 84	
NORTE	ESTE
9963440	754440
9963380	754480

Nota: Coordenadas establecidas por topografía.
Elaborado por: El Autor.

9.3. Topografía

La zona de levantamiento topográfico consta de 5,470 m², a lo largo de la vía, se realizaron perfiles transversales cada 10 metros, desde la abscisa 0+060 a la 0+100.

Las características geométricas del talud se consideran según la figura 68.

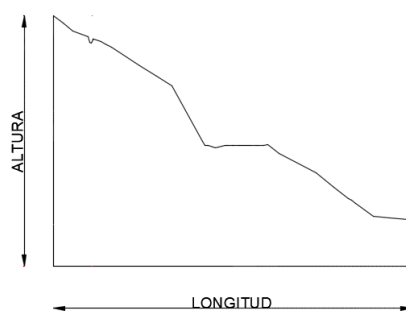


Figura 68. Características geométricas.
Elaborado por: El Autor.

En la figura 69, se observa el levantamiento topográfico y el trazado de ejes, correspondientes a las secciones o perfiles de estudio.

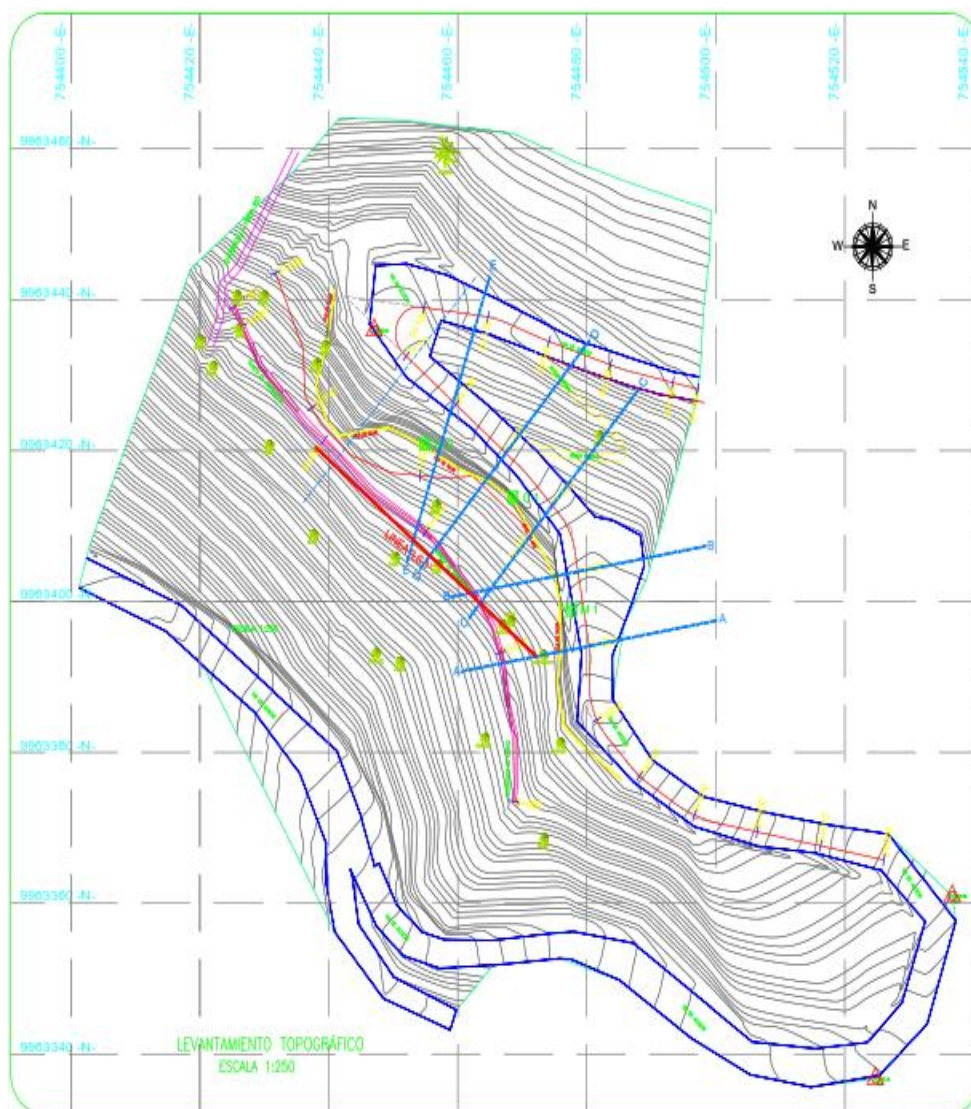


Figura 69. Topografía del sitio de estudio.
Elaborado por: El Autor.

La zona de estudio, es una elevación de 1,670 m.s.n.m. promedio y en la parte baja bordea el nivel 1,650 m.s.n.m. Se han identificado cinco perfiles, las particularidades de los perfiles con referencia al sistema geográfico universal de coordenadas y sus características

geométricas se encuentran en la tabla 25. Los perfiles se consideraron definiendo sitios representativos de la ladera.

Tabla 25:

Perfiles de la zona de estudio.

Perfil	Coordenadas		Geometría	
	Norte	Este	Longitud [m]	Altura [m]
Perfil A 0+060	9963390.74	754460.65	16.95	12.00
Perfil B 0+070	9963400.6	754458.97	18.15	11.50
Perfil C 0+080	9963397.78	754461.73	16.75	13.10
Perfil D 0+090	9963404.33	754454.18	16.95	14.00
Perfil E 0+100	9963405.18	754452.12	19.00	16.75

Nota: Información obtenida de topografía.
Elaborado por: El Autor.

9.4. Breve descripción de la litología

Para la definición de los espesores de los distintos estratos de suelo se tomó en cuenta, por un lado, la información proporcionada por el estudio de geofísica y además en la parte superficial de talud se procedió a medir en distintos tramos de la ladera tanto los espesores como el buzamiento de las capas que se encontraban claramente identificables. Con esta información, se modelaron las diferentes capas de suelo en sus respectivos perfiles para realizar el análisis de estabilidad.

En la cara externa del talud se procede a tomar las medidas de los diferentes estratos, como lo muestra la figura 70.



Figura 70. Litología del proyecto (medición en campo).
Elaborado por: El Autor.

La distribución de capas litológicas se puede apreciar también en la figura 71.



Figura 71. Distribución de capas litológicas.
Elaborado por: El Autor.

Una posible causa del deslizamiento puede ser la erosión de capas de suelo poco competentes como se observa en la figura 72.



Figura 72. Posible causa de deslizamiento.
Elaborado por: El Autor.

La cuneta de coronación existente puede ser una fuente de acumulación de agua lluvia o de escorrentía y al no poseer revestimiento en algunos tramos el agua pudo haberse infiltrado acelerando el proceso de deslizamiento.

Una cuneta parcialmente revestida y sin mantenimiento contribuye a la infiltración de agua y, por tanto, pérdida de la resistencia del suelo. Una de las medidas para controlar una posible filtración, consiste en revestir con hormigón armado la cuneta.

En la figura 73 se observa que la cuneta se encuentra con material acumulado.



Figura 73. *Cuneta con material acumulado.*
Elaborado por: El Autor.

El talud consta de depósitos de origen volcánico netamente flujos piroclásticos; en los que se distinguen diferentes niveles litológicos, su correspondencia con la descripción obtenida por medio de geofísica en la parte externa correspondiente al pie del talud es la siguiente:

- En la parte superior una capa de limo de alta plasticidad con presencia de materia orgánica color café oscuro los espesores medidos en campo en la cara superficial del talud indica que varía entre 0.80 a 2.60 m, inmediatamente bajo esta capa se observa material granular lapilli de pómez compuesta por cuarzo, minerales máficos y pumita con espesores de 0.70 a 1.40 m.
- Se puede identificar en la parte media una capa de ceniza color café poco plástica de espesor 1.0 a 2.70 m.
- La parte inferior del talud presenta un depósito granular poco cementado de color blanco a gris (lapilli de pómez), con espesores variables de 0.80 hasta 1.70 m. y

debajo de esta capa un de suelo medianamente compacto color café. Debajo de ésta zona, se encuentra un depósito de suelo medianamente compacto color café.

Para realizar la operación descrita en la cara externa del talud, se realizó:

- Abscisado cada 5.0 metros en la base del talud y en cada abscisa se midió verticalmente los espesores de cada capa con una cinta de métrica (figura 74).
- Mapeo de la cara superficial del talud.
- Dibujo de los perfiles característicos colocando los espesores de capa medidos y correlacionarlos con los espesores de suelos obtenidos por geofísica para la parte interna del talud.



Figura 74. *Medición de capas en la parte externa del talud.*
Elaborado por: El Autor.

En la tabla 26 se indica la correspondencia geológica sobre la cara externa del talud.

Tabla 26:

Correspondencia geológica en la parte externa del talud (medido en el proyecto)

Profundidad (m)	Correspondencia geológica
0 – 1.70	Suelo blando húmedo.
1.70-2.8	Lapilli o pómez húmedo.
2.80-5.00	Suelo limo arenoso húmedo
5.00 – 7.30	Lapilli de pómez poco húmedo.
7.30 a más	Suelo medianamente compacto.

Nota: Los valores expresados, corresponden a la toma de medidas en la superficie del talud con cinta métrica.
Elaborado por: El Autor.

Los estratos identificados, mantienen la secuencia descrita en la longitud del talud de estudio tanto en la cara expuesta como en los estratos analizados por geofísica. En la figura 75 se observan los estratos típicos en la superficie del talud, a continuación.



Figura 75. Estratos del sitio de estudio.
Elaborado por: El Autor.

9.5. Geofísica

El método de prospección geofísica es indirecto generado desde la superficie del terreno, utilizado para determinar las fronteras sísmicas entre los estratos de los diferentes materiales geológicos, geoméricamente estas fronteras pueden ser horizontales, sub-horizontales, sinusoidales e inclinadas.

Consiste en generar un campo sísmico artificial mediante golpe de martillo o carga explosiva, medir los tiempos que las ondas emplean en llegar a los receptores o geófonos, distribuidos en la superficie del terreno conocido como perfil o línea sísmica, en función a la distancia en el terreno se obtiene un conjunto de curvas tiempo-distancia conocidas como dromocronas.

Las dromocronas son la base gráfica que permite determinar, mediante varios métodos de interpretación, los espesores de las capas y las velocidades longitudinales que las caracterizan, las cuales se detallan en el corte geosísmico.

9.5.1. Trabajo en campo. Sísmica de refracción

El trabajo de prospección geofísica en el campo, consistió en la ejecución de una línea sísmica de 44.0 m. de longitud, para la recepción de las ondas P, identificados como Línea LS 1, adjunto en el Anexo 3.

Se utilizaron geófonos verticales de 14 Hz. ubicados a cada 4.0 m. de distancia, como fuente de producción de ondas se utilizó golpe de martillo, distribuidos de la siguiente manera: dos en los extremos de la línea a un metro de distancia de los geófonos 1 y 12 y entre los geófonos 3-4, 6-7 y 9-10.

En la figura 76 se muestran fotografías de los trabajos de campo para la fase de ensayo de prospección sísmica.



Figura 76. Trabajo de campo (Geofísica).
Elaborado por: El Autor.

En la tabla 27, se indica el trazado de la línea sísmica LS1:

Tabla 27:

<i>Línea sísmica LS 1</i>			
Sitio	Línea sísmica	Longitud [m]	Localización
Talud Santa Ana. Abscisa 0+060 a 0+100	LS 1	44.00	N 9963420.50. E 754437.93. Z 1666.50.

Nota: Línea LS1, datos proporcionados por topografía.
Elaborado por: El Autor.

9.6. Geología general y del proyecto

La zona objeto de la investigación, está incluida en el Mapa Geológico en la Hoja 66 de Machachi, a escala 1:100.000 de la Dirección General de Geología y Minas, del año 1978, utilizando la base topográfica del instituto Geográfico Militar de 1973. El talud de estudio en forma indicativa se ubica entre las coordenadas: 754440 E 9963440 N y 754480 E 9963380 N.

Geológicamente el sitio se encuentra conformado por: suelo de color café oscuro, blando húmedo, en profundidad con intercalaciones de capas de pómez y limos arenosos o cenizas volcánicas, como roca de base de simbología Ks, formado posiblemente por conglomerados volcánicos, arenisca volcánica, limolita volcánica de la Formación Silante.

Sobre las capas geológicas se encuentra una capa de cobertura vegetal constituida por hierba, arbustos y árboles nativos como moral, aguacate, cedro y palmera.

9.7. Interpretación y análisis de resultados geofísicos

Para el cálculo de velocidades sísmica longitudinales, espesores y profundidades se utilizó el software Rayfract 3.36 en la modalidad de tomografía sísmica. La tomografía geosísmica se encuentra representado a escala 1:100 H-V.

De los resultados obtenidos en el área del proyecto se puede indicar que las velocidades sísmicas han permitido subdividir las capas en cinco complejos sísmicos: A, B, C, D y E. Los registros de campo de las ondas P, las dromocronas, tomografía geosísmica, mapa geológico referencial se adjunta en anexo 3.

En la figura 77 se puede apreciar el perfil sísmico generado por el ensayo.

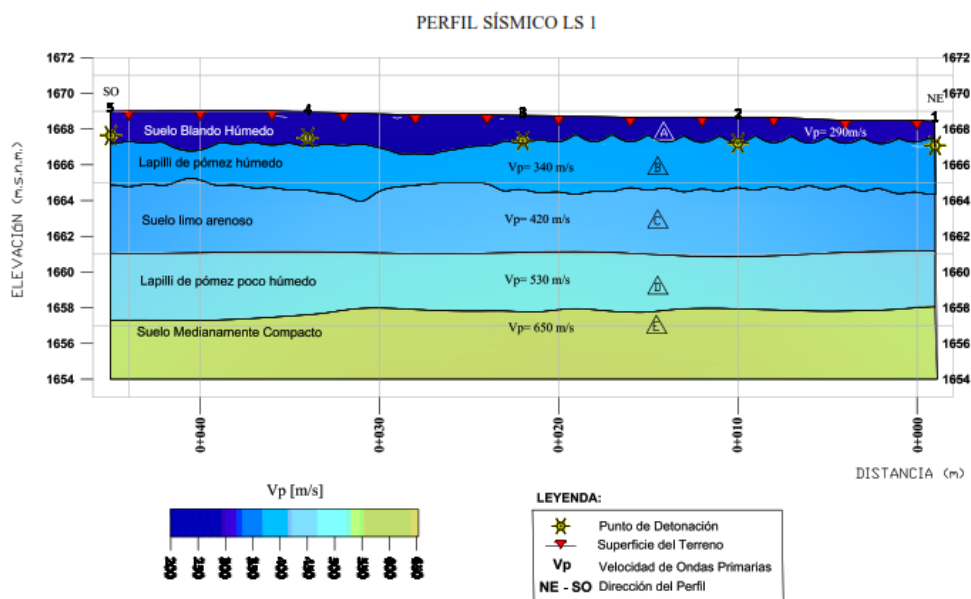


Figura 77. Litología del proyecto (velocidad de onda Vp).
Elaborado por: El Autor.

Para la realización del ensayo, se utilizó el siguiente equipo:

- Sismógrafo digital marca GEOMETRICS modelo ES-3000 de 24 canales, con almacenamiento directo de los datos en una PC portátil, para su posterior procesamiento, cable con 12 conexiones para geófonos, geófonos verticales de 14 Hz.

Los complejos o capas sísmicas, velocidades de ondas P y S promedio (m/s), profundidad de las capas (m) y correspondencia geológica, se representan en la tabla 28.

Tabla 28:

Correspondencia geológica. (Estudio geofísico).

Complejo Sísmico y/o Capa	Velocidad promedio Vp (m/s)	Velocidad promedio Vs (m/s)	Profundidad (m)	Correspondencia geológica
A	290	202	0 – 2.0	Suelo blando húmedo.
B	340	238	2.0 – 5.20	Lapilli o pómez húmedo.
C	420	294	5.20 – 8.10	Suelo limo arenoso húmedo
D	530	371	8.10 – 11.20	Lapilli de pómez poco húmedo.
E	650	455	11.20 – 13.0	Suelo medianamente compacto.

Nota: Valores correspondientes al ensayo de prospección sísmica, en donde se mide la velocidad Vp y por medio de correlaciones se obtiene Vs (formulación empleada, ver anexo 4).

Elaborado por: El Autor.

Elaborado por: El Autor.

En la tabla 29 a continuación, se indican los parámetros dinámicos y estáticos de los complejos sísmicos detectados en la zona investigada.

Tabla 29:

Parámetros estáticos y dinámicos. (Estudio geofísico).

Complejo Sísmico	Velocidad longitudinal promedio Vp (m/s)	Velocidad Transversal promedio Vs (m/s)	Poisson μ	γ (gr/cm ³)	E dinámico (kg/cm ²)	K mod. Vol din (kg/cm ²)	E estático (kg/cm ²)	E Mod def. (kg/cm ²)	Gd Mod corte (MPa)
A	290	203	0,2	1,56	1309	454	480	92	64
B	340	238	0,2	1,58	1825	633	701	102	89
C	420	294	0,2	1,61	2839	985	1161	122	139
D	530	371	0,2	1,65	4628	1606	2028	161	227
E	650	455	0,2	1,69	7120	2470	3314	219	349

Nota: Valores Vp obtenidos por el ensayo sísmico, el resto de valores se obtienen por medio de correlaciones (ver anexo 4).

Elaborado por: El Autor.

9.7.1. Correlaciones para encontrar número de golpes (N) y ángulo de fricción (ϕ)

Los resultados de número de golpes (N) y ángulo de fricción (ϕ) para cada estrato se ha obtenido por medio de correlaciones publicadas por varios autores, teniendo como base la velocidad de corte (Vs) obtenida por medio del estudio de geofísica.

Los valores obtenidos se han seleccionado a fin de determinar los parámetros de resistencia al corte de acuerdo a un buen juicio ingenieril, basado en la experiencia del profesional.

Con la información existente en la literatura, en primera instancia se realiza un análisis de la correlación Vs con N, donde se seleccionan los parámetros obtenidos en base a un buen criterio y con éste resultado se procede a una segunda correlación entre N y ángulo de fricción (ϕ), las diferentes ecuaciones y ábacos utilizados en el análisis se los puede observar en el

anexo 4. En la tabla 30 se obtienen por correlaciones, el número de golpes (N) promedio en función de la velocidad (Vs) para cada uno de los estratos que conforman el talud, identificados como A, B, C, D y E:

Tabla 30:

Formulación para encontrar N por correlación Vs – N (diferentes autores).

FORMULACIÓN	COMPLEJO SÍSMICO/ AUTOR	A [N]	B [N]	C [N]	D [N]	E [N]
$V_s = 61.4N^{0.5}$	Seed and Idriss (1,981)	10.93	15.03	22.93	36.51	54.91
$V_s = 22N^{0.77}$	Jafari et al. (2,002)	17.92	22.03	28.99	39.21	51.12
$V_s = 130 + 7.5N$	Kumar (2,016)	9.73	14.40	21.87	32.13	43.33
Número de golpes (N) promedio establecido para cada estrato		13	17	25	36	50

Nota: Los valores indicados proceden de un proceso de selección de datos, aplicando el buen criterio ingenieril y la experiencia del profesional. Los valores de número de golpes N serán usados para el cálculo de longitud de bulbo por el método de la AASHTO 2017.

Elaborado por: El Autor.

La obtención del valor del ángulo de fricción por el análisis de correlaciones N- ϕ se indica en la tabla 31.

Tabla 31:

Formulación para encontrar (ϕ) correlación N – ϕ (diferentes autores).

FORMULACIÓN	COMPLEJO SÍSMICO/ AUTOR	A [ϕ]	B [ϕ]	C [ϕ]	D [ϕ]	E [ϕ]
$\phi = 27.1 + 0.3N - 0.00054N^2$	Wolf (1,980)	31	32	34	37	41
$\phi = 0.3N + 27$	Japan Railway (1,977)	31	32	35	38	42
$\phi = 17.5 + 3.5N^{0.5}$	Maromachi (1,974)	31	32	34	37	41
$\phi = 27.12 + 0.2857N$	Kumar (2,016)	30	32	35	39	42
Ángulo de fricción (ϕ) promedio establecido para cada estrato		31	32	35	38	42

Nota: Los valores mostrados se han seleccionado de un conjunto de datos, tomando los valores más representativos.

Elaborado por: El Autor.

9.7.2. Correlaciones directas para encontrar cohesión (c) y ángulo de fricción (φ)

En la literatura existen numerosos métodos de correlación directa que a partir de la determinación de los valores de Vp y Vs del ensayo de geofísica, obtienen los parámetros de corte cohesión (c) y ángulo de fricción (φ). En el país se encuentran diferentes publicaciones al respecto que toman principalmente los resultados obtenidos por Mindel I.G. Las formulaciones de la tabla 32 a continuación se han tomado del libro cálculo de capacidad portante basado en geofísica y método convencional (Naranjo, H. 2012), y tiene como elemento de cálculo Vp y Módulo de corte G obtenido por geofísica.

Tabla 32:

Formulación para encontrar cohesión (c) [Kg/cm²] y ángulo de fricción

FORMULACIÓN	COMPLEJO SÍSMICO/ AUTOR	A (c) Kg/cm ² - KPa	B (c) Kg/cm ² - KPa	C (c) Kg/cm ² - KPa	D (c) Kg/cm ² - KPa	E (c) Kg/cm ² - KPa
$c = 4.8 * 10^{-4} G - 0.08$	Mindel	0.23-22.88	0.36-34.88	0.60-58.88	1.03-101.12	1.63-159.68
$c = 24 * 10^{-4} Vp - 63$	Mindel	0.07-6.47	0.19-18.24	0.38-37.07	0.64-62.96	0.93-91.21
$c = 75 * 10^{-5} G - 0.356$	Mindel	0.13-13.09	0.32-31.84	0.71-69.34	1.38-135.34	2.31-226.85
$c = 0.908 - 0.168 Vp/Vs$	Mindel	0.67-65.51	0.67-65.51	0.67-65.51	0.67-65.51	0.67-65.51
$\phi = \arctg(11.8 * 10^{-3} G + 0.369)$	Mindel	φ=24.04	φ=25.46	φ=28.20	φ=32.71	φ=38.27

Nota: Cuando se emplea el término Vp/Vs todos los valores son constantes, debido a que no existe una medición de Vs, por lo que se recomienda en un futuro medir tanto Vs y Vp.

Elaborado por: El Autor.

Como se observa en los resultados de la tabla 32, cuando se utiliza una relación Vp/Vs todos los valores hallados son iguales, debido a que no se midieron ondas de corte, solamente ondas primarias, esto hace que se asuma un valor implícito del módulo de Poisson, por lo que para un futuro trabajo es recomendable medir independientemente Vp y Vs a fin de obtener los valores de cohesión y fricción efectivos.

9.8. Geotecnia

De acuerdo al informe de una investigación anterior en el sitio de estudio,” se obtuvieron muestras alteradas de las capas granulares, se procedió a recoger el material suelto para realizar ensayos de corte directo en muestras remoldeadas. Además, se obtuvo una muestra inalterada de una capa más cohesiva para someterla a ensayos de laboratorio”. Las muestras tomadas corresponden a la localización siguiente (tabla 33):

Tabla 33:

Coordenadas de toma de muestras.

NORTE	ESTE	COTA	DESCRIPCIÓN
9963398.862	754477.612	1659.84	MUESTRA 1
9963413.824	754468.567	1656.49	CALICATA
9963420.917	754454.953	1657.64	MUESTRA 2

Nota: Información proporcionada por topografía.
Elaborado por: El Autor.

Los datos y parámetros obtenidos del ensayo de laboratorio, fueron comparados con los resultados de geofísica, como resultado se obtuvieron dos conjuntos de parámetros geotécnicos, el primero consiste en los datos obtenidos por ensayos de corte directo tomados en la cara del talud y el segundo con los valores resultantes de la geofísica. Con cada grupo de parámetros se realiza el análisis de estabilidad, estableciendo la condición que mejor se adapta a las condiciones del sitio.

Particularmente han ocurrido deslizamientos de taludes en el pasado como se mostró en el registro fotográfico indicado en las figuras 65 y 66.

9.8.1. Trabajos de laboratorio

Según los datos de una investigación anterior del sitio de proyecto, con las muestras remoldeadas y la muestra inalterada, se realizaron ensayos de corte directo de acuerdo a la norma ASTM D3080-03. El ensayo se lleva a cabo deformando a una muestra de suelo a velocidad o deformación controlada, generando un plano de falla inducido debido a la configuración del sistema. Las muestras ensayadas fueron tres, cada una bajo una carga normal diferente para determinar la capacidad de resistencia al corte y al desplazamiento aplicando la teoría de envolventes de resistencia de Mohr – Coulomb.

También se realizaron los siguientes ensayos índice, consistentes en:

- Contenido de humedad ASTM D-2216
- Granulometría por lavado ASTM D-422
- Límites de Atterberg ASTM D-4318

Los resultados obtenidos en estos ensayos, sirvieron para clasificar a los suelos de acuerdo al Sistema Unificado SUCS. Los ensayos se llevaron a cabo de acuerdo con los procesos y normas vigentes especificadas por el INEN y ASTM.

9.9. Parámetros de resistencia al corte obtenidos por corte directo y geofísica

Como se ha indicado anteriormente, los resultados obtenidos por ensayo de corte directo no indican necesariamente la condición interna del talud y, por lo tanto, se recurre al estudio de geofísica.

Los parámetros obtenidos por el ensayo de corte directo, se muestran en la tabla 34 a continuación:

Tabla 34:

Parámetros geomecánicos (ensayo de corte directo).

Estrato	Tipo de suelo	Clasificación SUCS	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)	ϕ (°)
A	Limo arenoso.	MH	15.6	20	14.5
B	Arena bien graduada.	SW	14.27	6.45	25.57
C	Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	15.56	18.93	18.12
D	Arena bien graduada con grava.	SW	14.97	0	26.52
E	Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	15.56	18.93	18.12

Nota: Valores de tabla obtenidos por el ensayo de corte directo de muestras tomadas en la superficie del talud, que no necesariamente son representativos del cuerpo interno del talud.

Elaborado por: El Autor.

En la tabla 35 a continuación, se indica los parámetros geomecánicos obtenidos por el ensayo de geofísica, los datos presentados de ángulo de fricción interna (ϕ), corresponden al análisis desarrollado en el inciso 9.7.1. y 9.7.2. en donde se descarta los valores obtenidos por medio de correlaciones directas, debido a que, solamente se realizó la medición de ondas P en el estudio geofísico y al calcular con la relación V_p/V_s , se obtienen valores idénticos en los parámetros de resistencia al corte independientemente del tipo de estrato. Además, las correlaciones desarrolladas en el ítem 9.7.1. número de golpes (N), nos sirven más adelante para el uso de tablas de prediseño por el método establecido por AASHTO 2017.

Tabla 35:

Parámetros geomecánicos (*ensayo de geofísica*).

Estrato	Tipo de suelo	Clasificación SUCS	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)
A	Limo arenoso.	MH	15.30	0	30.69
B	Arena bien graduada.	SW	15.49	0	32.01
C	Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	15.79	0	34.51
D	Arena bien graduada con grava.	SW	16.18	0	37.73
E	Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	16.57	0	41.60

Nota: Parámetros obtenidos por correlaciones a partir de velocidad Vs. Las correlaciones con el ángulo de fricción no reproducen valores de cohesión, los cuales posteriormente son ajustados para obtener un FSD ≥ 1 que garantiza la estabilidad de los taludes.

Elaborado por: El Autor.

9.10. Hidrología

Cuantificar las condiciones hidrológicas – hidráulicas del área de estudio permite definir el sistema de drenaje y subdrenaje para mitigar los deslizamientos. El análisis hidrológico del sitio depende entre otros, de las condiciones de precipitación, humedad, temperatura, topografía; se dispone de la información publicada por el INAMHI (Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología); al no contar con datos directos en la zona, se considera como válidos los datos conseguidos de las estaciones cercanas y que sean representativos para el proyecto. Para cálculo de intensidad de lluvia, se tomarán los datos de la estación meteorológica M0360 Chitoa Tandapi.

Un listado de las estaciones meteorológicas cercanas al sitio de estudio, se presentan en la tabla 36.

Tabla 36:

Estaciones meteorológicas cercanas al sitio de estudio.

CODIGO	ESTACION	COORDENADAS		ALTURA
		ESTE	NORTE	
M350	HDA. LA GRANJA-ALOAG	760474	9947359	3380
M355	PILATON AJ TOACHI	727818	9965049	920
M360	CHITOA TANDAPI	728506	9961537	1120
M717	TANDAPI INECEL	745014	9954649	1630

Nota: Propiedades de acero de preesfuerzo, de acuerdo al ASTM A722.

Fuente: (IEE – MAGAP, 2013). Generación de geoinformación para la gestión del territorio a nivel nacional escala 1:25000 (pág. 5).

El periodo de lluvias se concentra de diciembre a mayo, siendo el clima seco el resto del año. Las temperaturas medias fluctúan alrededor de los 22°C y la humedad relativa varía entre 70 y 90 % según la época. (Proaño P, 2015). De acuerdo al INAMHI, IEE Y MAGAP para Tandapi a una altitud entre los 1,200 – 3,000 m.s.n.m. la precipitación media anual está entre 1,000 y 2,000 mm.

A una distancia de cerca 2 Km del lugar de deslizamientos cruza el río Santa Ana, río que forma parte del sistema hidrográfico de la parroquia Manuel Cornejo Astorga. El área de la micro – cuenca del río Santa Ana abarca 87.69 Km², que corresponde al 11.18 % de la red hídrica del sector.

Tabla 37, correspondiente a la precipitación media mensual en la zona del proyecto se presenta a continuación:

Tabla 37:

Precipitación media mensual de estaciones meteorológicas.

CODIGO	ESTACION	ENE	FEB	MAR	ABR	MAY	JUN	JUL	AGO	SEP	OCT	NOV	DIC	TOTAL
M350	HDALAGRANA- ALOAG	119.1	104.2	123.7	143.7	120.4	39.2	39	35	69.9	88.1	70.7	91.3	1,044.30
M355	PILATONAJ TOACHI	369.2	441.2	432	417.8	235.2	143.9	66.3	58.9	99.5	77.7	75.4	210.1	2,627.20
M360	CHITOA-TANDAPI	285.3	327.7	277.1	299.4	198.6	77.8	49.7	50.1	79.8	125.1	98.4	168.6	2,037.60
M717	TANDAPI INECEL	296.3	301.2	311.5	315	195.4	87.7	51.2	52.7	86.6	136	103.8	172.1	2,109.50

Nota: Los autores señalan que para las series con años incompletos se procede a obtener el promedio mensual de todo el periodo del mes o hasta 3 meses faltantes.

Fuente: (IEE – MAGAP, 2013). Generación de geoinformación para la gestión del territorio a nivel nacional escala 1:25000 (pág. 10).

9.10.1. Consideraciones hidrológicas

El caudal Q se calculó para el área de aporte desde la zona superior de los taludes, considerando una intensidad para 10 años de periodo de retorno (periodo de retorno recomendado para cunetas laterales, en caminos secundarios. Fuente: apuntes de la cátedra drenaje vial y tabla 13.1.1 “Hidrología aplicada” Ven Te Chow, 1994), un tiempo de concentración de 5 minutos para cuencas pequeñas (apuntes de clase de la cátedra hidrología), el valor de intensidad para su uso en la fórmula del método racional es de 82,5 mm/h, tomado del estudio “Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación” (INAMHI, 2019), en donde se presenta la información de la estación M0360 Chittoa - Tandapi. El coeficiente de escorrentía $C = 0.41$ se lo tomó de “Normas de diseño de alcantarillado para la EMAAP-Q”, 2009, pág. 81, para bosque con pendiente superior a 7 %. Los niveles de infiltración se encuentran generalmente 3 m por debajo del estrato superficial.

9.10.2. Cálculos hidrológicos e hidráulicos

Para el cálculo del caudal de aportación se utilizó el método racional:

$$Q = \frac{C * i * A}{360} \quad (73)$$

Siendo:

- Q = Caudal [m³/s].
- C = Coeficiente de esorrentía.
- i = intensidad de lluvia [mm/h], para un periodo de retorno
Tr = 10 años.
- A = Área de aporte [Ha].

El diseño de la sección de cuneta triangular se realiza por medio de la ecuación de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2} \quad (74)$$

Siendo:

- Q = Caudal [m³/s].
- A = Área de cuneta [m²].
- R = Radio hidráulico [m].
- S = Pendiente en el tramo seleccionado.
- n = Coeficiente de rugosidad del hormigón
n = 0.016 (Ven Te Chow, 1994)

De la topografía, se define el área de aporte de las micro - cuencas que abarca desde la parte superior del talud, hasta sus respectivos puntos de salida en la cuneta lateral; la división de las micro – cuencas y el valor de sus áreas de aporte se presentan en la figura 78.

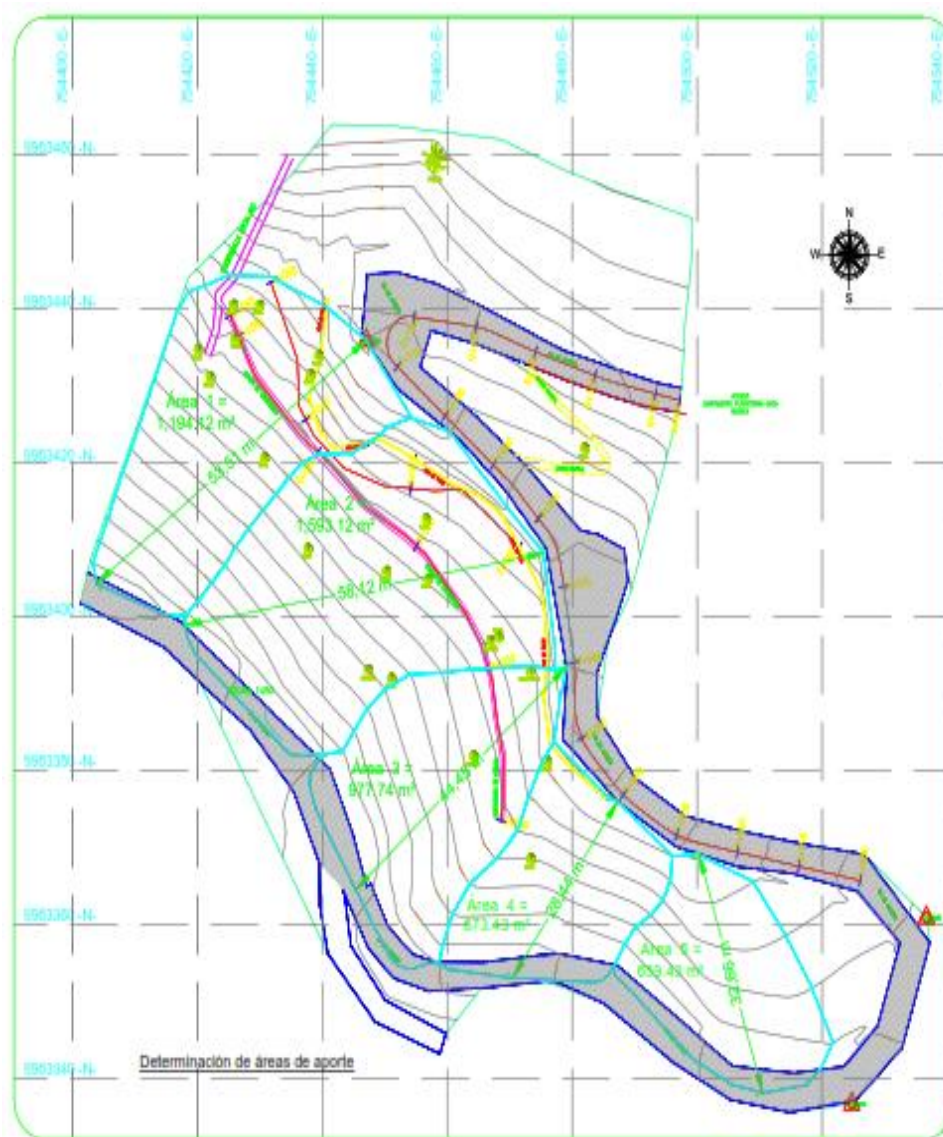


Figura 78. Áreas de aportación de las micro - cuencas.
Elaborado por: El Autor.

El cuadro de áreas de aporte y caudal calculado, se presentan más adelante.

Las ecuaciones para determinar la intensidad máxima, dadas por el INAMHI, se encuentran en la tabla 38, a continuación:

Tabla 38:

Ecuaciones para determinar intensidad de la estación M0360.

ESTACIÓN		INTERVALOS DE TIEMPO (minutos)	ECUACIONES	R	R ²
CÓDIGO	NOMBRE				
M0360	TANDAPI	5<30	$i = 97.1415 * T^{0.1386} * t^{-0.3000}$	0.9721	0.9451
		30<120	$i = 234.3196 * T^{0.1565} * t^{-0.5756}$	0.9802	0.9608
		120<1440	$i = 660.8933 * T^{0.12028} * t^{-0.7781}$	0.9980	0.9960

Nota: Los valores de la tabla indican la correspondencia para tiempos de concentración de 5 a 1440 minutos.
Fuente: (INAMHI, 2019). Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación (pág. 95)

Como se puede observar en los resultados de la tabla 38, las correlaciones obtenidas por la ecuación de intensidad, son de mayor fiabilidad para intervalos de tiempo mayores, sin embargo, la correlación para un tiempo de 5 a 30 minutos es muy aceptable. Todas las correlaciones se acercan al 100% de fiabilidad.

Las intensidades máximas de la estación Chittoa, se presentan en la figura 79.

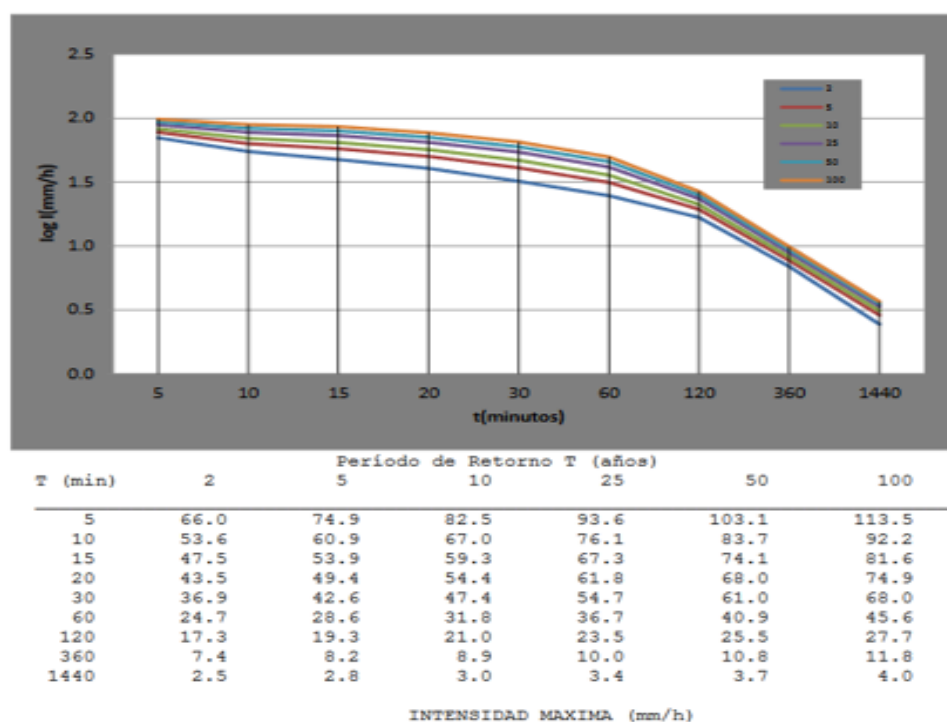


Figura 79. Intensidades máximas estación Chitoa Tandapi M0360.

Fuente: (INAMHI, 2019). Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación (pág. 95).

Los resultados del cálculo de caudales de las micro – cuencas se presenta en la tabla 39, a continuación.

Tabla 39:

Caudales de aporte de subcuencas.

DATOS PARA ANÁLISIS DE CUENCA						
Nomenclatura	Área	Longitud de cuenca	Niveles de la cuenca			Caudal Q
			Mayor	Menor	Diferencia	
	[Ha]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m ³ /s]
A1	0.12	53.51	1693.00	1650.00	43.00	0.01
A2	0.16	58.12	1691.50	1657.00	34.50	0.02
A3	0.10	44.45	1686.00	1660.00	26.00	0.009
A4	0.07	28.44	1682.50	1663.00	19.50	0.006
A5	0.07	32.66	1677.00	1666.00	11.00	0.006
SUMAN						0.051

Nota: Obtención de valores de acuerdo al área de la cuenca (topografía). Caudales obtenidos por medio del método racional.

Elaborado por: El Autor.

La determinación del aporte de la micro - cuenca se resume en que los valores de caudales oscilan entre $0.006 \text{ m}^3/\text{s}$. y $0.010 \text{ m}^3/\text{s}$. mientras que el aporte total de la micro – cuenca es de $0.051 \text{ m}^3/\text{s}$. El valor del caudal para cuneta de coronación es de $0.04 \text{ m}^3/\text{s}$ y $0.05 \text{ m}^3/\text{s}$ para cuneta lateral. Las dimensiones requeridas para cuneta de coronación se observan en la figura 80:

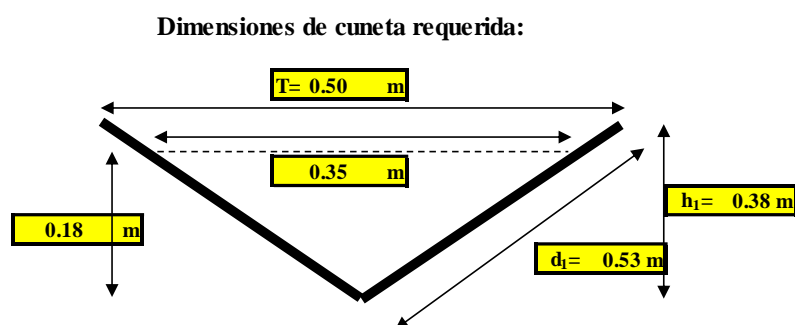


Figura 80. Dimensiones para cuneta de coronación.
Elaborado por: El Autor.

Constructivamente se adopta $T = 0.50 \text{ m}$ y $h_1 = 0.40 \text{ m}$

Las dimensiones requeridas para cuneta lateral en la base de talud se observan en la figura 81:

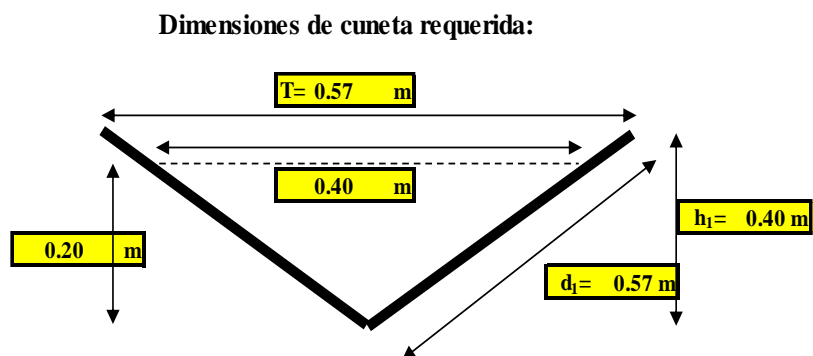


Figura 81. Dimensiones para cuneta lateral.
Elaborado por: El Autor.

Constructivamente se adopta $T = 0.60 \text{ m}$ y $h_1 = 0.40 \text{ m}$

Como recomendación en la construcción de cunetas, colocar juntas de dilatación cada 3 metros de 1.5 de profundidad por 1.0 cm de ancho selladas con material bituminoso según la AASHTO M33 o AASHTO M220, el vaciado de concreto se debe hacer por módulos de 3 metros de longitud, y en forma alternada. (Norma NC-MN-OC08-01).

El cálculo de caudales y diseño hidráulico para el dimensionamiento de las cunetas se presentan en el anexo 5.

9.11. Análisis de estabilidad de taludes

Esta sección tiene como finalidad presentar los resultados del análisis de estabilidad de taludes, así como la determinación de los factores de seguridad para realizar el mecanismo de estabilización. El análisis de estabilidad se realiza considerando las condiciones topográficas del terreno, parámetros geotécnicos del suelo, situaciones de equilibrio global y local para los cinco perfiles principales identificados como zonas representativas de la ladera.

Los parámetros del suelo utilizados en el análisis de estabilidad están definidos en base al ensayo de corte directo y ensayo de prospección geofísica, considerando la zonificación de las capas de suelo para cada perfil analizado.

Se ha considerado como bases del análisis lo siguiente:

- El factor de seguridad nos determina el grado de equilibrio que tiene un talud de suelo, cuando se presenta un valor menor a uno, significa que las posibilidades de

deslizamiento son extremadamente altas, puesto que, las partículas de los suelos están al límite de resistir el desplazamiento entre una y otra.

- Si se modifica la geometría de un talud, el factor de seguridad cambia al disminuir las fuerzas resistentes.
- Al haber infiltración de agua, el factor de seguridad varía, de manera que se modifica las características resistentes del suelo y el peso del mismo, sin embargo, el análisis se lo efectúa para condiciones secas, considerando que se implementa un sistema de drenaje que evita la saturación del subsuelo.
- Los escenarios de cálculo son para modelo estático y pseudo estático; sin nivel freático y condiciones secas, el factor de seguridad mínimo según la NEC es de 1.50 y 1.05 según la condición estática o pseudo estática respectivamente.
- La definición de superficies de falla se realiza por medio de computador aplicando el método de Bishop simplificado, con el programa XSTABL.
- Por medio del programa computacional XSTABL, se calculó la fuerza horizontal requerida para obtener un nivel de seguridad suficiente.
- No se consideran fuerzas de sobrecarga sobre el talud porque no se han implantado estructuras sobre el mismo.
- La verificación de las condiciones de estabilidad se la realiza además por medio de un programa de elementos finitos.

9.11.1. Sismicidad

Para el análisis de estabilidad se consideró la importancia de la sismicidad de zona en Tandapi, la norma ecuatoriana de la construcción recomienda un valor de aceleración en roca igual a 0.4.g.

El mapa de zonas sísmicas del Ecuador proporcionado por la Norma Ecuatoriana de la Construcción NEC-2011 y que es parte de la NEC-SE-DS (Capítulo 3: Carga sísmica y condición del suelo), divide el territorio en seis zonas sísmicas entre 0.15g (referido a niveles moderado de sismicidad en la cuenca oriente) y $> 0.5g$ (referido al litoral ecuatoriano por su cercanía a la zona tectónica de subducción).

“El mapa de zonas sísmicas para propósitos de diseño proporcionado proviene de un estudio completo que considera fundamentalmente los resultados de los estudios de peligro sísmico del Ecuador actualizados al año 2011, así como también ciertos criterios adicionales que tienen que ver principalmente con la uniformidad del peligro de ciertas zonas del país, criterios de practicidad en el diseño, protección de ciudades importantes, irregularidad en curvas de definición de zonas sísmicas, suavizado de zonas de límites inter-zonas y compatibilidad con mapas de peligro sísmico de los países vecinos”. pág 25-26. Estudio de tectónica activa y riesgo sísmico para el proyecto “Túnel de Tandapi”. (Chunga, 2013).

El mapa indica que la generación de energía sísmica es debido principalmente a la presencia de la placa de Nazca dentro de la placa Sudamericana

La figura 82, presenta el mapa de zonificación sísmica de Ecuador.

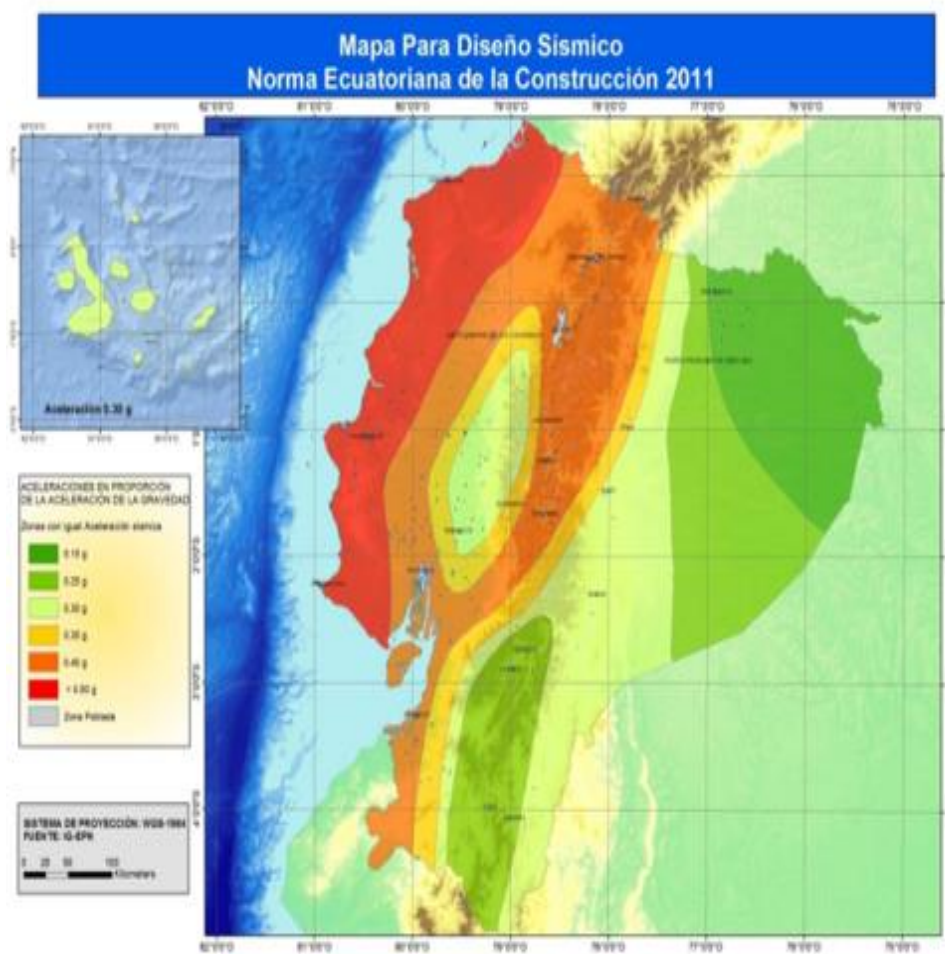


Figura 1. Ecuador, zonas sísmicas para propósitos de diseño y valor del factor de zona Z

Zona sísmica	I	II	III	IV	V	VI
Valor factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.50
Caracterización del peligro sísmico	Intermedia	Alta	Alta	Alta	Alta	Muy alta

Tabla 1. Valores del factor Z en función de la zona sísmica adoptada

Figura 82. Mapa para diseño sísmico.

Fuente: (Norma NEC – SE – DS, 2015). Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente (pág. 27).

Los coeficientes de amplificación de suelo son mostrados en la tabla 40.

a. F_a : Coeficiente de amplificación de suelo en la zona de periodo cortó.

En la [Tabla 3](#) se presentan los valores del coeficiente F_a que amplifica las ordenadas del espectro de respuesta elástico de aceleraciones para diseño en roca, tomando en cuenta los efectos de sitio.

Tipo de perfil del subsuelo	I	II	III	IV	V	VI
Factor Z	0.15	0.25	0.30	0.35	0.40	≥ 0.5
A	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9	0.9
B	1	1	1	1	1	1
C	1.4	1.3	1.25	1.23	1.2	1.18
D	1.6	1.4	1.3	1.25	1.2	1.12
E	1.8	1.5	1.39	1.26	1.14	0.97
F	Véase Tabla 2 : Clasificación de los perfiles de suelo y la sección 10.6.4					

Tabla 3: Tipo de suelo y Factores de sitio F_a

Tabla 40:

Coeficientes de amplificación de suelo.

Nota: Parámetros utilizados en la clasificación son los correspondientes a los 30 m superiores del perfil para los suelos tipo A, B, C, D y E.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015). Norma ecuatoriana de construcción. Cargas sísmicas. Diseño sismo resistente (pág. 31).

La tabla 41 indica los coeficientes de demanda sísmica para análisis pseudo estático.

Tabla 41:

Demanda sísmica para análisis pseudo estático.

$k_h = 0.6(a_{max})/g$
Dónde:
$a_{max} = ZF_a$
F_a Fuerzas actuantes

Nota: $K_h =$

valor de coeficiente horizontal de sismo.

Fuente: (NEC-SE-DS, 2015). Norma ecuatoriana de construcción. Geotecnia y cimentaciones (pág. 31)

La aceleración sísmica vertical (K_v) es considerada por la NEC-SE-DS 2015 como una fracción de la componente horizontal, cuyo valor se define como los 2/3 de la aceleración sísmica horizontal (K_h).

$$K_v \geq \frac{2}{3} * K_h \quad (75)$$

Siendo:

K_v = Coeficiente de aceleración sísmica vertical.

K_h = Coeficiente de aceleración sísmica horizontal.

El efecto de un sismo en los taludes depende de varias condiciones en especial de la zona en que se localiza por la intensidad de la respuesta, el tipo de materiales topografía, geometría del talud, la profundidad de la roca, entre otros.

Existen varias propuestas para determinar la respuesta de una masa de suelo afectada por una vibración sísmica, que toman en cuenta varias de las afectaciones indicadas, pero todas las recomendaciones tienden a entregar valores del coeficiente sísmico entre 0.15 y 0.30 g.

La norma de construcción ecuatoriana recomienda un coeficiente Z de valor igual a 0.4 g y un coeficiente de amplificación de acuerdo al tipo de suelo, para el caso del talud Santa Ana F_a = suelo tipo D y $C = 1.2$. De la aceleración del terreno $a_{\max} = Z F_a$, para el caso de Tandapi sería igual a 0.48 g, con lo que el coeficiente horizontal $K_h = 0.60 a_{\max} / g$ de

acuerdo con la norma NEC-SE-DS (tabla 40), es decir, el valor de k_h es igual a 0.288, por lo tanto, el coeficiente vertical $k_v = 2/3 * 0.288 = 0.192$.

9.11.2. Cálculo de factor de seguridad con XSTABL

Xstabl versión 5.2, ha sido utilizado para calcular los diferentes FSD de los cinco perfiles del talud por medio del método de Bishop simplificado. El programa permite calcular el factor de seguridad para diferentes superficies de deslizamiento, permitiendo encontrar la superficie más crítica y por lo tanto el FSD más bajo.

Para la utilización del programa se requiere de la siguiente información: geometría del talud y sus estratos (ingresados en coordenadas x, y), parámetros del suelo (peso específico, ángulo de fricción, cohesión), cargas sísmicas.

Una vez ingresada la información, se procede a determinar el método de cálculo y las zonas del perfil del talud donde se requiere el análisis, por zonas se entiende que la comparación fue realizada localmente en cabeza, parte media o pie de talud, así como, un chequeo de la estabilidad global de todo el perfil. Cada zona presentó una superficie crítica de deslizamiento, pero valores de FSD menores se presentaron al realizar el análisis global y en pie de talud de cada perfil.

Como función adicional, el programa permite conocer la fuerza horizontal para mantener el equilibrio, es decir, la fuerza necesaria para mantener un $FSD \geq 1.5$ o $FSD \geq 1.05$

en una sección de un metro de perfil de ladera, según el análisis sea estático o pseudo estático. Para lograr esto, el programa presenta un cuadro de tarea en la que se ingresa el FSD requerido y el resultado del cálculo es la fuerza horizontal necesaria.

La figura 83 indica la visualización de resultados en XSTABL.

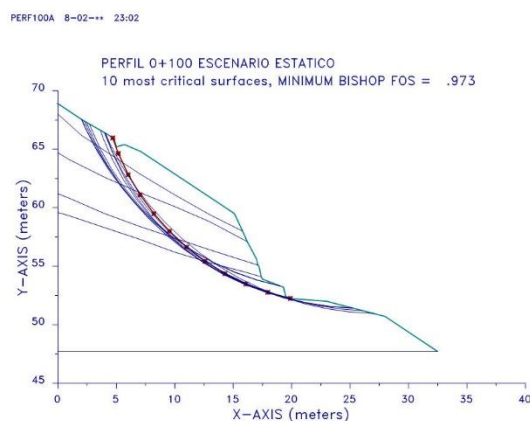


Figura 83. Resultados con XTSABL perfil 0+100.
Elaborado por: El Autor.

9.11.3. Cálculo de factor de seguridad con MIDAS GTS NX

MIDAS GTS NX es un software de elementos finitos que para el propósito del proyecto analiza el estado bidimensional de deformación, el comportamiento mecánico de los suelos componentes del talud, introduciendo entre otros los parámetros de: peso unitario (γ) de módulo de Young (E), coeficiente de Poisson (ν), módulo de rigidez (G) y parámetros de resistencia al corte ángulo de fricción (ϕ), cohesión (c) a fin de obtener el FSD contra el deslizamiento.

A diferencia del uso del criterio de equilibrio límite, el uso de elementos finitos, encuentra una superficie de ruptura sobre las zonas más débiles del talud, no se impone de antemano una superficie de falla específica, para lo cual, toma en cuenta las deformaciones teóricas que sufre el suelo y realiza una distribución de presiones más realista, evaluando paso a paso como es la evolución de los esfuerzos y deformaciones que experimenta la masa de suelo dentro del cuerpo del talud.

Según (González, R. 2017), el método de elementos finitos presenta una serie de ventajas sobre el método tradicional, tales como:

1. Eliminación de las hipótesis a priori sobre la forma y ubicación de las superficies de falla.
2. Eliminación de los supuestos relativos a las inclinaciones y ubicaciones de las fuerzas intersticiales.
3. Capacidad para modelar la falla progresiva.
4. Cálculo de deformaciones a niveles de tensión de pendiente.
5. Capacidad de realizar con éxito en una amplia gama de condiciones, por ejemplo, un análisis que implica la construcción secuencial de una excavación o terraplén.
6. Modelar pendientes con un grado de realismo muy alto (geometría compleja, secuencias de carga, presencia de material para refuerzo, acción del agua, leyes para el comportamiento del suelo complejo).
7. Visualizar mejor las deformaciones de los suelos en su lugar (pág. 15).

MIDAS GTS NX realiza el análisis de estabilidad de taludes por un método de análisis numérico conocido como strength reduction method (SRM) / método de reducción de

esfuerzos que analiza el factor de seguridad mínimo y el comportamiento de falla utilizando varias formas, cargas y condiciones de contorno.

El método SRM disminuye gradualmente los parámetros de resistencia al corte (cohesión y fricción) hasta que se producen desplazamientos excesivos en el cuerpo del talud y ese punto se considera el punto de falla del mismo. El factor de reducción de la resistencia se utiliza para calcular el factor de seguridad mínimo.

El grado de precisión del análisis, depende del número de nodos a analizar, lo que se conoce comúnmente como mallado, explicado de mejor forma por (González, R. 2017), “El factor de seguridad o el fallo de la pendiente se produce cuando el algoritmo no puede converger dentro de un límite de iteración definido por el usuario. Si el algoritmo alcanza el techo de iteración significa que el algoritmo no puede encontrar una redistribución de tensiones que satisfaga simultáneamente tanto el equilibrio global como el criterio de fallo de Mohr-Coulomb con parámetros de resistencia reducidos. En este punto ocurre la falla de la pendiente, dando lugar a un rápido aumento de los desplazamientos nodales en la malla.” (pág. 17).

9.11.4. Resultados del análisis de estabilidad

El análisis de estabilidad se realiza con la geometría del talud en los perfiles característicos, se ha podido realizar el estudio de estabilidad, para condiciones estáticas usando XSTABL y MIDAS GTS NX y pseudo estáticas en el caso de XSTABL.

Los resultados para escenario estático del ensayo de corte directo se presentan a continuación en la tabla 42:

Tabla 42:

Resultados FSD parámetros de corte directo condición estática.

Perfil	FSD XSTABL	FSD MIDAS GTS NX
0+060	1.44	1.29
0+070	1.72	1.27
0+080	1.40	1.18
0+090	1.18	1.01
0+100	1.01	1.05

Nota: De los valores obtenidos, se evidencia que el talud permanece en un estado de equilibrio, pero en la sección 0+070 el FSD indica que no se necesitan anclajes para el análisis realizado con XSTABL.
Elaborado por: El Autor.

Valores del análisis FSD para parámetros geofísicos en condición estática, se presentan a continuación en la tabla 43:

Tabla 43:

Resultados FSD parámetros geofísicos, condición estática.

Perfil	FSD XSTABL	FSD MIDAS GTS NX
0+060	1.26	1.11
0+070	1.54	1.15
0+080	1.17	1.06
0+090	1.18	1.08
0+100	0.97	1.03

Nota: Para el análisis con MIDAS GTS NX, con parámetros geofísicos, el talud permanece estable en todas las secciones, no así en XSTABL, que en la sección 0+100 impuesta tiende a deslizarse. Elaborado por: El Autor.

En la tabla 44, a continuación, se presentan los resultados obtenidos con XSTABL para condición pseudo estática, con parámetros de corte directo y parámetros obtenidos de geofísica:

Tabla 44:

Resultados FSD con XSTABL condición pseudoestática.

Perfil	Parámetros corte directo	Parámetros geofísicos
0+060	0.94	0.65
0+070	1.02	0.77
0+080	0.94	0.63
0+090	0.77	0.65
0+100	0.67	0.51

Nota: Para escenario pseudo estático, los parámetros del suelo presentan problemas, indicando que ante un sismo se deslizaría la ladera.

Elaborado por: El Autor.

Los resultados de factor de seguridad cercanos a 1.0, hacen necesario el uso de un sistema mecánico de estabilización; de los análisis se concluye que la condición más desfavorable del talud se presenta en el perfil 0+100 donde se han obtenido los factores de seguridad más bajos.

9.11.5. Factores de susceptibilidad a deslizamiento

La susceptibilidad generalmente, expresa la facilidad con que un deslizamiento puede ocurrir sobre la base de las condiciones locales del terreno. La probabilidad de ocurrencia de un factor detonante como una lluvia o un sismo no se considera en un análisis de susceptibilidad. La susceptibilidad se puede evaluar de dos formas diferentes: a) Por la

experiencia (observación directa de los deslizamientos ocurridos en el sitio) y b) sistema teórico (evaluación de varios elementos que afectan el equilibrio del talud).

Para determinar el factor de susceptibilidad se ha utilizado el método del Manual for zonation on areas susceptible to rain induced slope failure, de la Asian Technical Committee on Geotechnology For Natural Hazards in ISSMFE (tabla 45), tomado del libro Deslizamientos, (Suarez, 1998).

Tabla 45:

Susceptibilidad al deslizamiento.

Factor	Característica	Peso
Altura del talud	≥ 10 m.	7
	< 10 m.	3
Inclinación del talud	$\geq 45^\circ$	1
	$< 45^\circ$	0
Salientes topográficos (overhangs)	Presentes	3
	Ausentes	0
Espesor de suelo superficial	≥ 0.5 m.	1
	< 0.5 m.	0
Nacimientos de agua	Presentes	1
	Ausentes	0
Fallas alrededor del área	Presentes	3
	Ausentes	0

Nota: la tabla indica los factores de susceptibilidad que presenta una montaña asociado principalmente a su geometría.

Fuente: (Suarez, 1998). Deslizamientos (pág. 359).

La valoración de riesgos según este método, mide los factores con un puntaje total de 16 puntos, donde 16 es el valor para mayor riesgo y 3 para el mínimo riesgo tomando en cuenta la altura del talud, la pendiente, la topografía, espesor de suelo superficial, profundidad de nivel freático y fallas cercanas. La evaluación se la realiza para el perfil más crítico que es el 0+100.

Con los datos de la tabla 25 de la sección 9.3. se establece la comparación de factores de susceptibilidad a deslizamiento, las condiciones de posible falla del talud se reflejan en la tabla 46:

Tabla 46:

Evaluación de susceptibilidad al deslizamiento.

Perfil 0+100		
Factor	Característica	Peso
Altura del talud	> 10 m.	7
Inclinación del talud	> 45 °	1
Salientes topográficas	Ausentes	0
Espesor de suelo superficial	≥ 0.5 m.	1
Nacimiento de agua	Ausentes	0
Fallas alrededor del área	Presentes	3
Total de susceptibilidad		12
% de riesgo	= 12 / 16 * 100	75%

Nota: El resultado de la evaluación del talud, indica que existe una probabilidad del 75% de que el talud se deslice principalmente por su condición geométrica.
Elaborado por: El Autor.

De los datos obtenidos se puede concluir que existe una posibilidad muy alta de deslizamiento del talud.

9.12. Prediseño del anclaje

Con los datos de la demanda de fuerza de contención obtenida con el programa XSTBAL, es necesario comprobar la resistencia de los anclajes que se instalarán en el proyecto para la realización de pruebas de carga. La capacidad del tirante dependerá de la

longitud y diámetro del bulbo, así como, de la capacidad de adherencia que se genere entre este y el suelo.

La fuerza requerida para la contención del talud obtenida del análisis del programa XSTABL es horizontal, mientras que la fuerza que genera el anclaje es perpendicular a la pared del talud, por lo tanto, la fuerza horizontal resistente es igual a la fuerza de servicio por el coseno del ángulo de inclinación β .

Conociendo la fuerza horizontal, se calcula la fuerza equivalente a aplicar a en la cara del talud en caso de disponer anclajes cada 2 m, los valores de fuerza del anclaje deberán superar a la fuerza de contención del talud. La comprobación del tipo de barra requerido sigue un proceso de cálculo similar para condiciones geotécnicas y geofísicas con barras de $\phi = 25$, 28 y 30 mm.

La posición de los bulbos de anclaje, se ha comprobado que crucen por detrás de la superficie de falla y para la estratigrafía considerada; el bulbo de anclaje se alojará en el estrato de limo arenoso; además, para la obtención de la longitud del bulbo se utiliza diferentes metodologías validando los datos con el uso de media aritmética y desviación estándar para la obtención de una zona de bulbo sensata.

En la tabla 47, se presentan los valores resultantes de carga estabilizante o carga nominal mayorada para lograr un FSD =1.5 en condición estática y 1.05 para condición pseudo estática en escenario geofísico obtenidas del programa XSTABL.

Tabla 47:

Fuerza estabilizante XSTABL.

ESCENARIO ESTÁTICO		ESCENARIO PSEUDOESTÁTICO
PERFIL	Fuerza estabilizante (KN/m)	Fuerza estabilizante (KN/m)
0+060	111	127
0+070	0	107
0+080	135	181
0+090	184	235
0+100	313	334
Promedio	149	197

Nota: Realizando una evaluación de la condición de carga que se necesita para llegar del escenario estático al escenario pseudo estático, se concluye que las fuerzas en condiciones estáticas son en promedio un 30% más pequeñas que condiciones pseudoestáticas.

Elaborado por: El Autor.

Como resultado del cuadro anterior, se obtiene que en promedio las fuerzas estabilizantes en el escenario pseudoestático son un 30 % más altas que en el escenario estático a fin de obtener los FSD mínimos indicados en las normas de 1.5 para la condición estática y de 1.05 para la condición pseudoestática.

De acuerdo con lo anterior, el efecto sísmico para diseñar el sistema de contención al utilizar el software MIDAS GTS NX será considerado incrementando la carga que se requiere por estabilización en condición estática en un 30 %, es decir si se impone un FSD estático

incrementado en un 30 % = $1.5 \cdot 1.3 = 1.95$ se está imponiendo implícitamente una sobrecarga que absorbería el efecto pseudoestático que podría producir el efecto sísmico.

Los cálculos para el predimensionamiento de anclajes se encuentran en el anexo 6 y 7.

El proceso de cálculo considera:

- En una primera instancia se asumen valores de longitud de bulbo que luego son ajustados al comprobar la capacidad de carga propia del tirante. La capacidad de adherencia suelo - cemento resultante de los cálculos será verificada con las pruebas de tensado para el dimensionamiento final del anclaje.
- Para las solicitaciones de carga en cada perfil se optó por el uso de diferentes diámetros de barra de anclaje para comprobar que sección soporta la mayor solicitación.
- La fuerza que produce cada anclaje se determina de similar manera:
 $P_{ult} = \pi \cdot \text{diámetro de perforación} \cdot \text{longitud de bulbo} \cdot \tau_{ult}$.
- La carga de trabajo es $P_w = P_{ult} / 1.75$. (Norma brasilera ABNT NBR 5629, 2006).
- La fuerza horizontal resistente es $F_H = P_w \cdot \cos \beta$.
- El ángulo β con el cuál se garantiza que el bulbo se aloje en el estrato más competente es $\beta = 20^\circ$.
- El coeficiente de adherencia se establece como $\tau_{ult} = 0.14$ MPa, considerando lo expuesto en la sección 5.4.2.2. capacidad de adherencia por métodos empíricos, a saber:
 - a) De la tabla 16 obtenida de la AASHTO 2017, para anclajes inyectados a gravedad, suelo arenoso, denso con SPT 50, $\tau = 0.14$ MPa.

- ### ADHERENCIA LÍMITE EN ARENAS Y GRAVAS
-
- Adherencia límite (MPa)
- 0 0.10 0.16 0.2 0.4 0.6 0.8 1 1.2
- 0 1 2 3 4 5 6 7
- 0 20 40 60 80 100 120
- Legend:
- IU (Bustamante) MIN
 - IU (Bustamante) MAX
 - IU (DGC)
 - IRS (Bustamante) MIN
 - IRS (Bustamante) MAX
 - IRS (DGC)
- IU = inyección única
IRS = inyección repetitiva selectiva
- P. límite (MPa)
- SPT

- Para determinar la longitud de bulbo, se procede con las metodologías expuestas en la sección 8.2.5. y su cálculo se encuentra en los anexos 6 y 7.

205

9.13. Pruebas de carga para el talud Santa Ana

9.13.1. Tareas previas

El resumen de trabajos para la ejecución del ensayo de puesta en carga de los anclajes se puede resumir en cinco actividades principales: perforación, instalación de anclajes, inyección, tiempo de fraguado y prueba de carga, los cuales siguieron los lineamientos señalados en los capítulos anteriores de este proyecto.

La perforación se llevó a cabo con una inclinación de 20° con respecto a la horizontal con el uso de maquinaria eléctrica y barrenos tipo auger con broca $d=100$ mm; el anclaje, una barra tipo dywidag $d=32$ mm con resistencia a fluencia $F_{yk} = 402$ KN, módulo $E_s = 205 \times 10^6$ KPa; la lechada presenta una resistencia promedio $f'c = 110$ Kg/cm² a los 7 días, fabricada con una mezcla de cemento agua ($a/c=0.4$) más aditivo expansor - plastificante (dosificación recomendada por el fabricante 1 Kg por cada quintal de cemento). El gato hidráulico utilizado con capacidad de 300 KN, longitud de carrera 600 mm y Vernier para la medición con tolerancia 0.01 mm.

En la figura 85, se indican las tareas de perforación, inyección, ensayo de carga.



Figura 85. Perforación. Inyección y prueba de carga.
Elaborado por: El Autor.

El proceso de puesta en tensión del anclaje, con sus tareas predecesoras hasta llegar al ensayo propiamente dicho se puede generalizar como:

1. Fabricación de planchas de hormigón para resistir el punzonamiento que genere el gato hidráulico (plancha tipo 1: 1x1m, $e = 0.08$ m; plancha tipo 2: 0.75x0.75 m, $e = 0.15$ m).
2. Adecuación del terreno, verificación de equipo de perforación y barras de anclaje.

En la figura 86 se puede observar el proceso de chequeo de materiales de perforación, así como, la fabricación de planchas de hormigón, toma de medidas de los barrenos de perforación y de las barras de anclaje marca Dywidag, con diámetro externo de 32 mm.



Figura 86. Fabricación de planchas de hormigón y verificación de insumos.
Elaborado por: El Autor.

3. Perforación y limpieza de taladro. Durante el proceso no se utilizaron aditivos para mantener estables las paredes del orificio, únicamente agua en poca cantidad para realizar el barrido y limpieza de detritus.

4. Instalación de anclaje y accesorios. Los manguitos de unión, tuercas hexagonales, contratuercas, placas tipo AR con saliente 45° y barras utilizados tienen las mismas propiedades de resistencia DW32 (Dywidag Systems International, 2016) que el anclaje, además se colocaron centralizadores de PVC cada 1.5 metros y para la longitud libre se recubre el tirante con tubo PVC 2" sellado en su parte inicial con cinta adhesiva. Las especificaciones de placa de apoyo metálica y acoples o manguitos de unión de barras, se observan en la figura 87.

Ø Nominal	Tuerca Hexagonal		Tuerca de Calota		Contratuerca		Manguito de Unión	
	L [mm]	ltav [mm]	L [mm]	ltav [mm]	L [mm]	ltav [mm]	C [mm]	D [mm]
DW 15 mm	40	30	35	30	20	30	60	35
DW 32 mm	85	50	65	55	35	50	180	63

Ø Nominal	Placa de Anclaje AR*		Placa de Anclaje AC*		Anillos de Compensación de Ángulo	Longitud Mínima de Pretensado
	W [mm]	T [mm]	W [mm]	T [mm]	grados [°]	P [mm]
DW 15 mm	120	16	120	20	hasta 45°	40
DW 32 mm	200	20	200	25	hasta 45°	90

Figura 87. Especificaciones de accesorios del anclaje.
Elaborado por: El Autor.

5. También se provee de una manguera de PVC $d = \frac{1}{2}$ " para retorno de lechada agua - cemento desde el inicio al fin de la zona libre del anclaje (figura 88).



Figura 88. Instalación de acoples y accesorios del tirante.
Elaborado por: El Autor.

6. Concluida la actividad de instalación del anclaje, se fijan las planchas de hormigón sobre la cara del talud y se rellena los espacios vacíos con maderos para uniformizar la zona de contacto; se ajustan las planchas por medio de una placa de acero.
7. Revisión de condiciones de anclaje y acoplamiento del equipo de tensado. Se sujeta el tirante al gato hidráulico por medio de cuñas y tuerca de apriete, además se procede a realizar una precarga para cerciorarse que el equipo este correctamente conectado.
8. Ejerciendo una ligera carga de alineamiento se comprueba que el anclaje cumpla con la inclinación correspondiente por medio de un medidor de ángulos de inclinación. En la figura 89 y 90 se muestra la colocación de equipo de tensado.



Figura 89. Colocación de equipo de tensado.
Elaborado por: El Autor.



Figura 90. Acoplamiento de equipo de tensado.
Elaborado por: El Autor.

9. Confirmando las condiciones de acoplamiento del equipo se inicia la prueba de carga del anclaje en las diversas etapas de carga y descarga, registrando los

desplazamientos y llevando un control tiempo – movimiento de la barra en cada ciclo (figura 91).



Figura 91. Ensayo de prueba de carga.
Elaborado por: El Autor.

9.13.2. Validación de resultados

Los registros de desplazamientos en función de la aplicación de una carga determinada son graficados en una curva carga desplazamiento en donde se evalúan los movimientos totales, plásticos y elásticos de la barra. La validación de resultados y por lo tanto la correcta realización del ensayo corresponde al cálculo de la longitud libre aparente según lo enunciado en el inciso 7.4.

Los datos obtenidos de las pruebas de carga (ver anexo 8) son valores correspondientes a cargas de trabajo (P_w) asociadas a una longitud de bulbo (l_b), tensadas con un gato hidráulico de capacidad 300 KN. Cada anclaje ensayado pudo soportar una carga superior a su carga de prueba sin llegar a la falla, por lo que, la capacidad de carga es superior a la originalmente asumida para el prediseño.

Ahora bien, asumiendo de forma conservadora que la carga última se corresponde con la mayor carga que pudo aplicarse con el gato de 276.46 KN para un bulbo de 4 m de longitud y diámetro de 10 cm, se obtienen el siguiente valor de carga última, el cual será utilizado para imponer la carga de trabajo a la cual trabajarán los anclajes en el modelo de elementos finitos.

$$\tau_{mult} = \frac{P_{ult}}{\pi * \phi_{perf} * l_b} \quad (76)$$

$$P_{ult/m} = \pi * \phi_{perf} * \tau_{mult} \quad (77)$$

Siendo:

τ_{mult} = Adherencia última (prueba de carga) [KN/m²].

P_{ult} = Carga última obtenida de prueba de carga [KN].

ϕ_{perf} = Diámetro de perforación [m].

$P_{ult/m}$ = Carga última por metro de bulbo [KN/m].

$$\tau_{mult} = \frac{276.46KN}{\pi * 0.1m * 4m} = 219.99 \frac{KN}{m^2} = 0.22 MPa$$

$$P_{ult/m} = \pi * 0.1m * 219.99 \frac{KN}{m^2} = 69 KN/m$$

$$P_{w/m} = \frac{69 KN/m}{1.75} = 39 KN/m$$

Del cálculo anterior se desprende una carga última y de trabajo de 69 KN y 39 KN por metro de longitud de bulbo respectivamente. Para el caso de longitudes de bulbo de 5 m se aplicará una carga de pretensado de 195 KN.

Los valores que se presentan para determinar la capacidad de resistencia del suelo de las diferentes recomendaciones y normativas presentan valores conservadores, que se encuentran en el rango medio bajo y son el producto de numerosos ensayos realizados para distintos tipos de anclaje, con diámetros de perforación diferentes, en variados tipos de suelos, esto se puede evidenciar, por ejemplo al utilizar las tablas de la FHWA (tabla 23 de esta tesis), en donde los autores indican que cuando se utilicen los valores medios expresados en la tabla, estos datos tienden a ser conservadores y, por lo tanto, valores un poco más altos que la media se pueden utilizar en la mayoría de los casos para un diseño preliminar. Por lo tanto, un valor de resistencia del terreno un poco mayor a los expresados en los diferentes métodos se pudo obtener en la prueba de carga realizada, sin embargo, este valor también se encuentra dentro del rango moderado, según la superposición de resultados propuesta por Ostermayer.

La superposición de los resultados de las pruebas realizadas con el ábaco de (Ostermayer 1974) para determinar la capacidad de carga última en suelos granulares, confirman que los valores se encuentran dentro del rango conservador, como se puede observar en la figura 92.

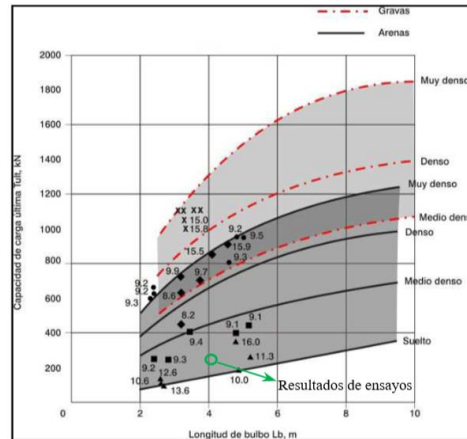


Figura 92. Ábaco de Ostermayer para determinar capacidad de carga última.
Fuente: (Vukotic, G. 2012). Noveno simposio de Ingeniería Geotécnica (pág. 8).

9.14. Modelación y resultados obtenidos con MIDAS GTS NX

Una vez acopladas las diferentes variables como suelo, pantalla y anclajes, se han desarrollado las correcciones al modelo de elementos finitos, tales como, ajustar los espesores de pantalla, verificación de puntos de mallado, determinar la capacidad de adherencia entre suelo y bulbo producto de pruebas de carga para adaptarlas al modelo, se presentan los siguientes resultados:

9.14.1. Mallado con MIDAS GTS NX

La malla de elementos finitos toma en cuenta la geometría de la estructura y las capas de suelo que se encuentran en contacto, no hay reglas precisas para establecer el tamaño de sus elementos, se puede considerar un aumento progresivo del tamaño hacia las zonas lejanas de las zonas sensibles.

La malla puede ser construida considerando:

1. Generar simetrías compatibles (geometría, elementos estructurales, cargas) deben ser utilizadas a fin de reducir el tamaño del sistema estudiado.
2. La malla debe ser suficientemente fina en las zonas de mayor sollicitación, o en las zonas donde se requiere determinar las sollicitaciones como es el caso de la pantalla, es decir, en las zonas donde existan variaciones de los desplazamientos y las tensiones. Estas variaciones son accionadas ya sea por una carga, o por la presencia de una singularidad geométrica (ángulo brusco, cambio de espesor), por los contornos geométricos de fuerte curvatura (cavidades), o también por las características mecánicas del entorno.
3. El tamaño de los elementos debe estar, en la medida de lo posible en una relación cercana a la unidad entre la mayor dimensión del elemento y la menor dimensión, para no introducir perturbaciones en los cálculos numéricos por distorsión de los elementos.
4. En las zonas menos solicitadas, los elementos de gran tamaño son generalmente colocados.

El mallado utilizado tiene una transición de 0.25 a 1.0 m, desde la cara del talud, tal como se aprecia en la figura 93.

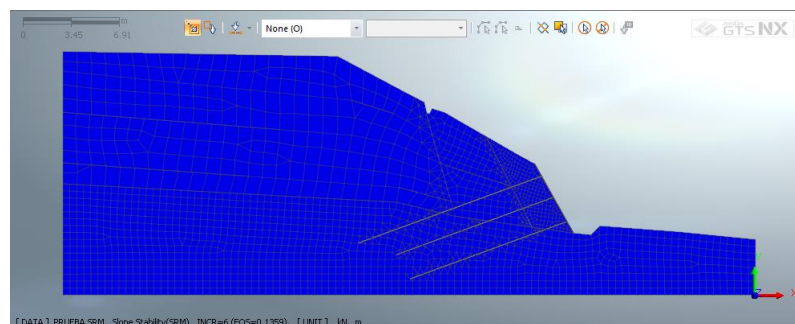


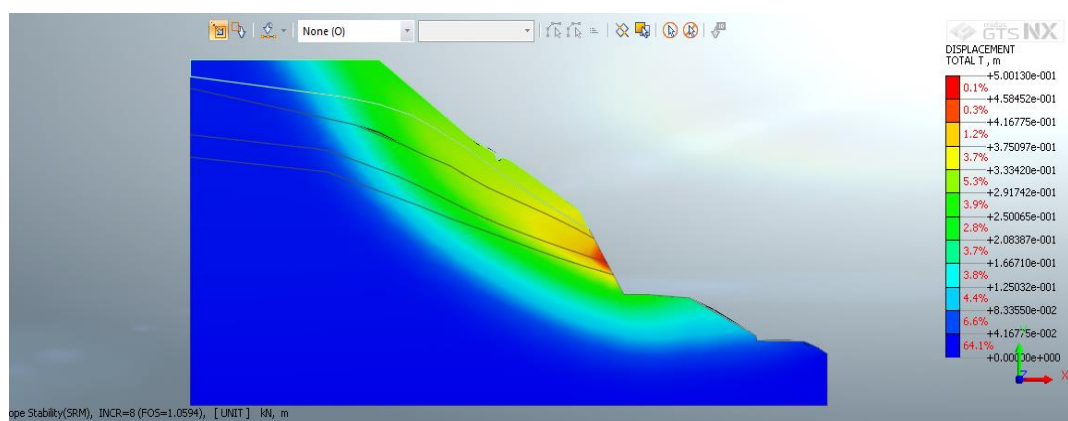
Figura 93. Malla típica del modelo.
Elaborado por: El Autor.

9.14.2. Deformaciones del terreno con parámetros de corte directo y geofísicos

Los resultados de la modelación por medio de MIDAS GTS NX, dan como resultado gráficas en donde se puede apreciar la deformación que experimenta el terreno en su estado natural al comparar los modelos utilizando parámetros derivados de los ensayos de corte directo o parámetros derivados de los ensayos geofísicos.

De los análisis numéricos realizado se ha obtenido que el modelo que mejor simula el estado de deslizamientos es el geofísico, puesto que, en el análisis con parámetros de resistencia al corte derivado de los ensayos de corte directo realizados en cara de talud e implementados en el programa MIDAS GTS NX, la montaña presentaría deslizamientos mayores que incluso se llevarían las mesas del camino (figura 94 superior), en contrapartida a las deformaciones que experimenta el terreno cuando se hace el análisis utilizando los parámetros derivados del modelo geofísico (figura 94 inferior), siendo este último más acorde con las evidencias de falla observadas en las figuras 65 y 66 previamente mostradas.

Deformación parámetros corte directo



Deformación parámetros geofísicos

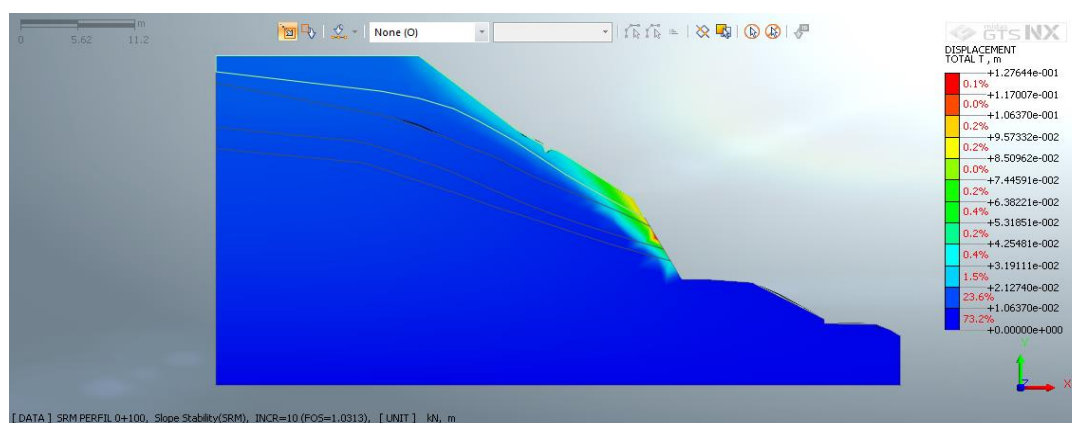


Figura 94. Deformaciones del terreno estado natural.

Elaborado por: El Autor.

9.14.3. Parámetros geomecánicos de suelo obtenidos con MIDAS GTS NX

Realizando análisis para obtener un factor de seguridad mínimo de 1, se ajustaron los parámetros de cohesión del suelo en el escenario geofísico a fin de garantizar que el análisis parte con taludes estables en su condición natural, obteniendo los valores que se indican en la tabla 48.

Cabe destacar que los valores de ángulo de fricción se obtuvieron a partir de correlaciones existentes en la literatura entre la velocidad de ondas de corte, número de golpes SPT y ángulo de fricción indicado en el aparte 9.6.

Tabla 48:

Parámetros geomecánicos para obtener un $FSD = 1$.

Parámetros del talud Santa Ana	Clasificación SUCS	γ [KN/m ³]	C [KN/m ²]	ϕ (°)
Suelo orgánico. Limo arenoso.	MH	15.30	4	30.69
Arena bien graduada.	SW	15.49	4	32.01
Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	15.79	4	34.51

Arena bien graduada con grava.	SW	16.18	4	37.73
Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	16.57	4	41.60

Nota: Con los valores de los parámetros geofísicos de la tabla, se asegura que, en el análisis, la condición del talud sea estable para todas las secciones o perfiles considerados.

Elaborado por: El Autor.

9.14.4. Cortante y momento máximo obtenido con MIDAS GTS NX

Otra ventaja de utilizar MIDAS GTS NX es verificar el funcionamiento del sistema anclado identificando las fuerzas actuantes en los tirantes y la pantalla, permitiendo visualizar dichas fuerzas y obtener diagramas de cortante y momento sobre el muro. Entre las opciones más sencillas que presenta el programa. MIDAS GTS NX emite gráficos de cortante y momento, donde se visualizan dichos valores, como se observan en la figura 95.

Diagrama de cortante típico

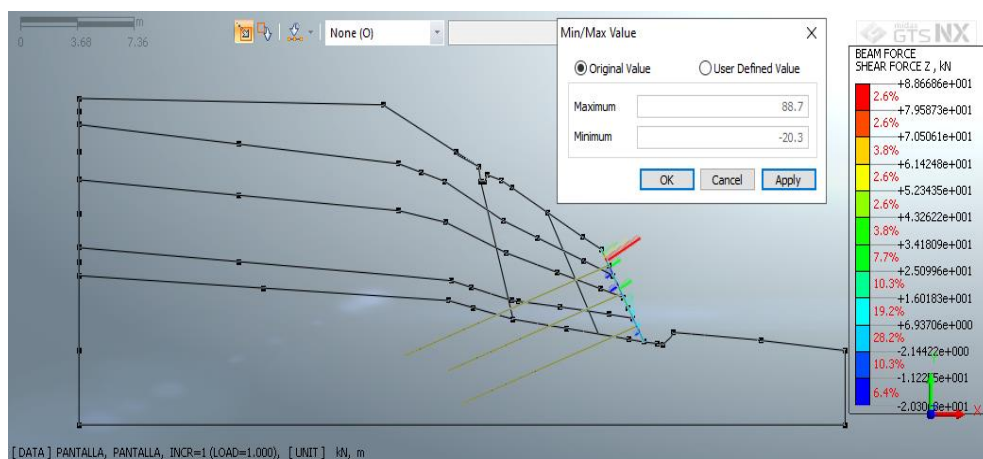


Diagrama de momento típico

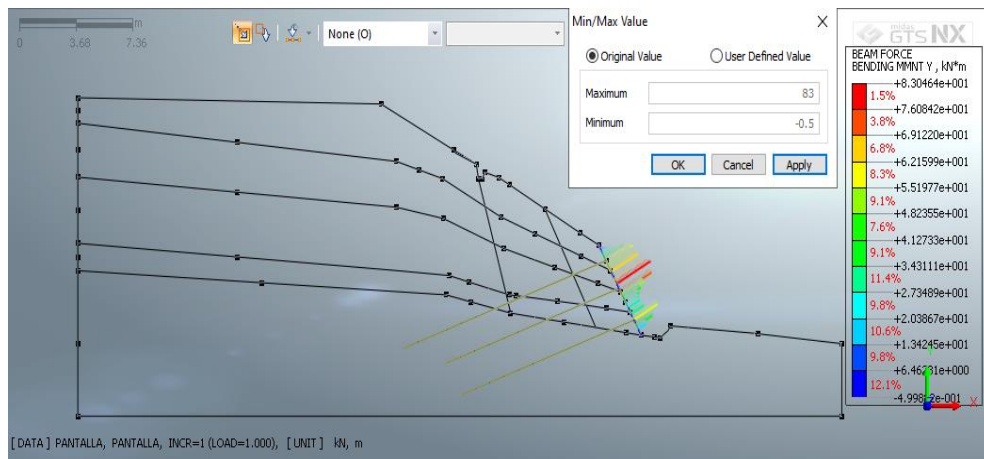


Figura 95. Diagramas de cortante y momento máximo.
Elaborado por: El Autor.

Los valores de cortante y momento máximo obtenidos son: $V_{\max} = 88.7 \text{ KN}$ y
Momento $M_{\max} = 83 \text{ KN}\cdot\text{m}$.

9.14.5. Distribución de fuerzas sobre el anclaje

Como aspecto importante, se puede mencionar que, el programa permite visualizar la distribución de fuerzas a lo largo de los anclajes, como se puede apreciar en la figura 96, en donde se observa el funcionamiento del tirante, tanto de la longitud libre, como del bulbo.

Del gráfico se puede concluir que cuando entra en funcionamiento el anclaje, se transmite una fuerza $P_w = 195 \text{ KN}$ en la cabeza, que se transmite a lo largo de la longitud

libre y cuando se llega a la zona de bulbo, la fuerza es absorbida por el esfuerzo cortante generado en el contacto suelo-bulbo.

Se destaca que aproximadamente en un tercio de la longitud del bulbo ya se ha disipado la carga que proviene del pretensado.

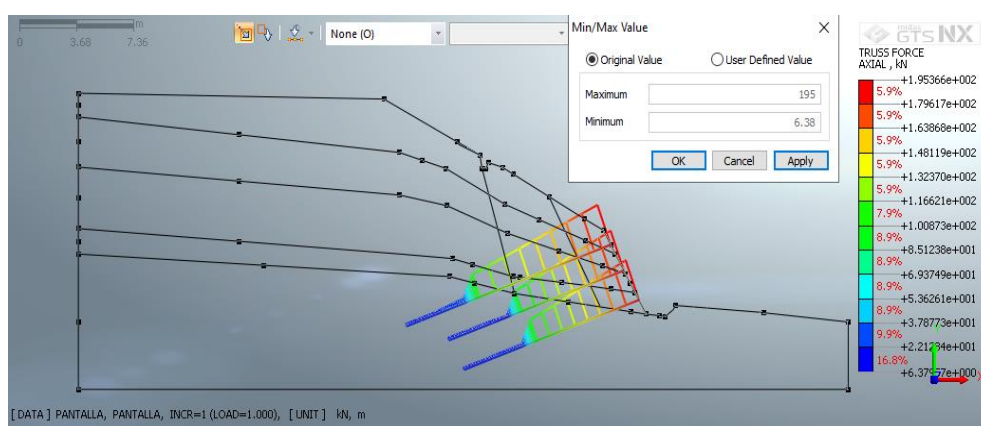


Figura 96. Diagramas de fuerzas del anclaje.
Elaborado por: El Autor.

9.14.6. Esfuerzos cortantes

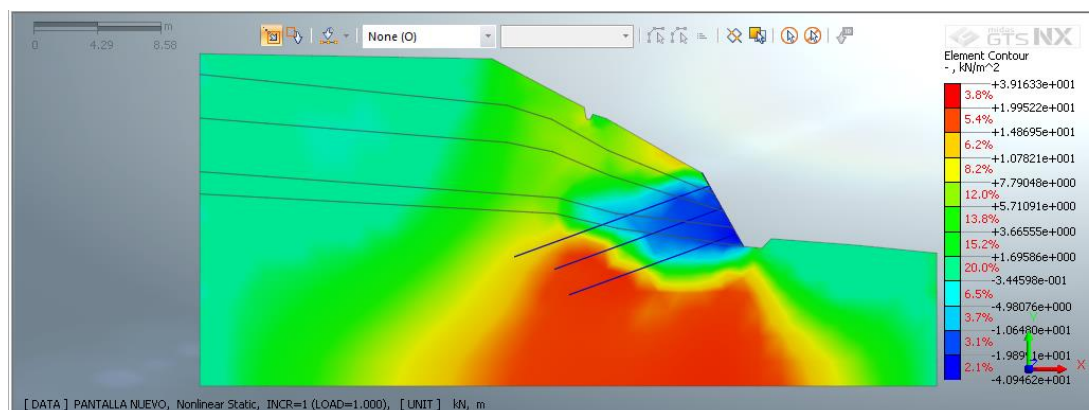


Figura 97. Esfuerzos cortantes (S_{xy}) valores de esfuerzos cortantes desarrollados en el modelo, valor máximo 39 KN/m².

Elaborado por: El Autor.

El esfuerzo cortante que se obtuvo en la prueba de carga es del orden de:

$$\frac{\text{Fuerza}}{\text{área}} = \frac{P_{ult}}{\pi \cdot \phi_{perf} \cdot l_b} = \frac{276 \text{ KN}}{\pi \cdot 0.1 \text{ m} \cdot 4 \text{ m}} = 219 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2}.$$

Los esfuerzos cortantes que se desarrollan en los anclajes del modelo están por debajo del esfuerzo cortante derivado de la prueba de carga lo cual garantiza el desarrollo total de la carga de pretensado impuesta en los anclajes, corroborado por la convergencia o solución que se alcanza en el modelo.

9.14.7. Desplazamiento del tirante

Una función que es útil para el diseñador, es la de conocer los desplazamientos a los que se exponen las barras de anclaje, puesto que, si los desplazamientos son muy altos, se corre el riesgo de que la barra se desprenda del terreno, o se produzca la deformación excesiva del anclaje. En el proyecto de estabilización se evalúa esta posibilidad, y los resultados teóricos son alentadores, ya que el desplazamiento más alto no supera 1 mm, lo cual indica que el anclaje trabaja en el rango elástico sin alcanzar los valores del orden de 5 mm obtenidos en la prueba de carga como se evidencia en la figura 98, a continuación:

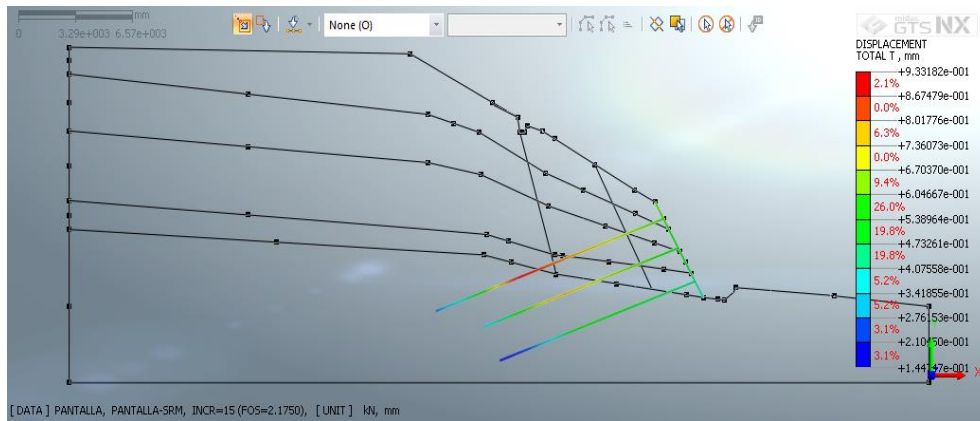


Figura 98. Desplazamiento del sistema de tirantes.
Elaborado por: El Autor.

Ahora bien, los desplazamientos que se alcanzaron en la prueba de carga son del orden de 5 mm, condición en la cual no se alcanzó la falla y el anclaje se mantuvo en rango elástico. Una comparación directa entre los desplazamientos derivados del modelo con la pantalla y anclajes obtenidos con el programa Midas vs la prueba de carga no son comparables por cuanto en el primero existe todo un medio continuo que es la pantalla que recibe la carga de pretensado y esta carga debe deformar tanto al terreno como a la pantalla, que a diferencia de la prueba de carga, toda la carga de pretensado se transmite por la barra de anclaje y permite cuantificar directamente el desplazamiento que experimenta el bulbo.

En ese sentido se recomienda a futuro contar con pruebas de carga en los que se logre alcanzar la falla o el desarrollo de toda la capacidad última del contacto bulbo-suelo que permita realizar el modelaje de la misma y determinar a partir de allí el módulo de elasticidad y los parámetros de resistencia al corte que mejor se adapten a los resultados derivados de las pruebas de carga.

9.15. Diseño de los elementos constituyentes de pantalla atirantada

Obtenidos los parámetros geomecánicos, las fuerzas necesarias para estabilizar las secciones, capacidad de carga – adherencia del anclaje mediante pruebas en el sitio de obra, cortantes - momentos máximos y estudiando el modo de operación del conjunto mecánico (pantalla – tirantes - suelo), se desarrolla el dimensionamiento de los elementos constituyentes del sistema de contención que son: anclajes con sus componentes y pantalla flexible de hormigón armado.

9.15.1. Dimensionamiento de anclajes

Imponiendo un FSD mínimo de 1.95 para el caso estático al utilizar el Programa Midas, se está imponiendo una carga de estabilización 1.3 veces más grande a fin de absorber la carga pseudo estática que podría originarse por efecto sísmico.

En ese sentido, se establece que, en la sección con tres hileras de anclajes, una separación horizontal entre anclajes de 1.25 metros asegura un $FSD = 2.04$, en cambio para secciones con cuatro hileras de anclajes una separación horizontal de 1.75 metros se asegura un $FSD = 1.95$, según los cálculos realizados apoyados en el software MIDAS GTS NX, que se observan en la figura siguiente:

SECCION 100 SEPARACION 1.75 m ENTRE ANCLAJES FS = 1.95

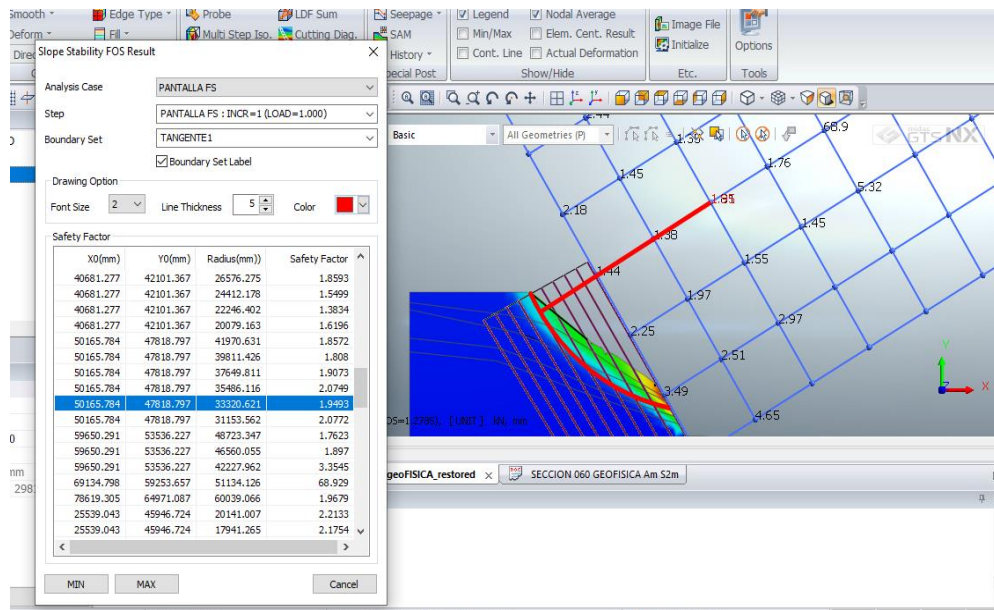


Figura 99. Separación entre anclajes, para garantizar FSD 1.95.
Elaborado por: El Autor.

SECCION60 SEPARACION 1.25 M ENTRE ANCLAJES FS = 2

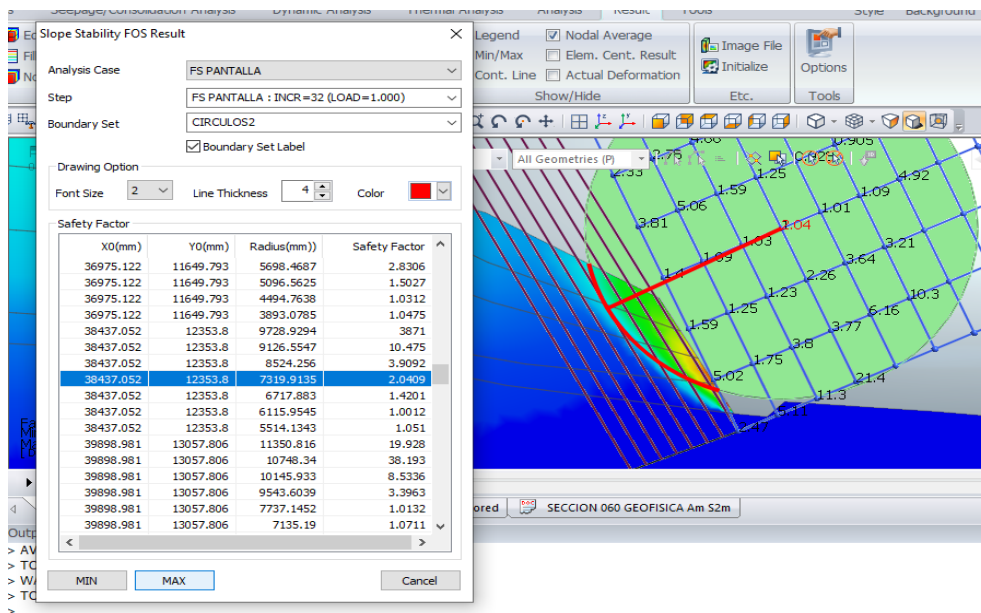


Figura 100. Separación entre anclajes, para garantizar FSD 2.0.
Elaborado por: El Autor.

Con lo anteriormente expuesto, se establece las dimensiones de anclaje como:

- Separación entre anclajes constructivamente es de 1.50 m (con lo que se asegura cumplir consideraciones de FSD).
- Diámetro de perforación $\phi_{\text{perf}} = 100$ [mm] (diámetro suficiente para desarrollar la capacidad de carga del anclaje),
- Capacidad de adherencia entre bulbo y suelo $\tau_{\text{ult}} = 0.22$ [MPa] (capacidad de adherencia obtenida de las pruebas de carga),
- Longitud de bulbo 5 metros,
- ángulo de inclinación del tirante $\beta = 20^\circ$ (inclinación que garantiza que el bulbo permanezca alojado en el suelo más competente).
- Estructuralmente el anclaje de diámetro 30 mm tipo GEWI PLUS resiste las cargas de tensión a las que estará sometido, la mayor carga que puede soportar al límite elástico es de 474 KN (Dywidag Systems International, 2016) , que es superior a la carga última para un anclaje de longitud de bulbo de 5 metros $P_{\text{ult}} = 69 \text{ KN} \cdot 5 \text{ m} = 345 \text{ KN}$, así mismo cumple el criterio de no llegar a la fluencia para carga de trabajo $P_{\text{fy}} = 0.6 \cdot 474 = 285 \text{ KN}$; $P_w = 345 \text{ KN} / 1.75 = 195 \text{ KN}$.
- En cuanto a la adherencia entre tirante y lechada, según (AASHTO, 2017) cumple las condiciones de adherencia límite máxima $a_{\text{limtmax}} = 1.26 \text{ MPa} \leq 3.5 \text{ MPa}$ y está conforme al resultado de cálculo sugerido por (Dirección General de Carreteras, 2004) de ser $\leq 4.19 \text{ MPa}$. Los anclajes trabajan con una eficiencia del 80 % en promedio.
- Comprobando el deslizamiento entre bulbo y terreno se establece que el bulbo soporta las cargas de diseño sin arrancarse, de acuerdo a la formulación establecida por (Dirección General de Carreteras, 2004) el valor obtenido por cálculo es de

0.09 MPa de capacidad de adherencia suelo terreno y el valor real de adherencia es de 0.22 MPa.

- El cálculo de las verificaciones de adherencia bulbo – tirante, bulbo – terreno, se observan en el anexo 9.

9.15.2. Dimensionamiento de pantalla

Con los valores de cortante y momento obtenido por medio de MIDAS GTS NX, se procede a dimensionar la pantalla de hormigón armado. El cálculo de la sección de acero, revisión a cortante y punzonamiento se encuentran en el anexo 10. Como datos de cálculo tenemos:

- a) Carga de tensión del anclaje $T = 195 \text{ [KN]} = 19.88 \text{ [ton]}$,
- b) Momento último $M_u = 83 \text{ [KN*m]} = 8.46 \text{ [ton*m]}$,
- c) Cortante último $V_u = 88.70 \text{ [KN]} = 9.04 \text{ [ton]}$.
- d) La armadura de la pantalla consiste en doble malla electrosoldada ARMEX R 636 de calibre 9x100x100 mm $F_y = 5000 \text{ Kg/cm}^2$ en ambas caras del muro.
- e) El espesor de la pantalla es de 0.25 m, con un hormigón de resistencia $f'_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$.

9.15.3. Dimensionamiento de placa de apoyo

La consideración del proyecto, es fabricar las placas de apoyo, por lo cual, se siguen los lineamientos del apartado 5.3.2. para el diseño; el resultado del análisis es el uso de una

placa acero ASTM A588 con dimensiones 20*20 cm e=3 cm. El cálculo se puede observar en el anexo 12.

9.16. Drenaje horizontal

Es importante que todo proyecto destinado a la estabilización de montañas, presente una forma de abatir el nivel freático con la finalidad de mejorar las condiciones geomecánicas del talud, disminuyendo el peso que actúa en el cuerpo de la ladera evacuando el exceso de agua.

Muchas son las variables y factores que modifican el funcionamiento de un dren horizontal, por lo tanto, es importante obtener datos de la pluviosidad de la zona y su nivel de infiltración. Los valores de pluviosidad para el proyecto son obtenidos del INAMHI, estudios de condiciones de pluviosidad del cantón Mejía (ver Tabla 36). Kenney, Panzin y Choi en 1977 en el Journal of the geotechnical Engineering Division de la ASCE presentan una guía para determinar la longitud de drenes horizontales para taludes, con el fin de abatir el nivel freático y lograr un incremento en el factor de seguridad (ΔF) de un talud antes de drenar (F_o) y después de drenado (F). $\Delta F = F - F_o$.

9.16.1. Consideraciones del diseño

Dentro de los factores que intervienen en la solución de drenaje horizontal se consideran:

- Geometría del talud, que para el caso de estudio se analiza el perfil 0+100, que se considera el más crítico y se lo aplicará en todo el proyecto.
- Datos de pluviosidad.
- La permeabilidad del suelo. Para un suelo limo arenoso existen datos que proponen un coeficiente de permeabilidad (k) de 10^{-8} [m/s] (A. Casagrande, Mecánica de suelos Juárez Badillo; J. Suárez, Diseño de cimientos; Barchiesi); en cambio que el coeficiente k para las arenas empíricamente dependen de la correlación entre datos del ensayo de corte directo y su correlación D_{10} , para la arena bien graduada se calculó un valor de 0.00163 [m/s] y para arena con grava 0.002 [m/s] (ver cálculo en anexo 13).
- En un perfil de suelo estratificado la conductividad hidráulica cambia de capa a capa, la determinación de un coeficiente de permeabilidad equivalente se hace necesario para simplificar los cálculos. El coeficiente k_{eq} es de 1.5×10^{-8} [m/s] (ver cálculo en anexo 13).
- (IGME 1986; W.S.D.O.T. 2013), indican que la pendiente de los drenes oscila entre el 3 % y 15 %, siendo una pendiente del 5 % la más aconsejable, para el talud Santa Ana se escoge 5 %.

9.16.2. Cálculo de drenes horizontales

Los investigadores Kenney, Pazin y Choi proponentes del método enfocaron una solución modelando laderas en dos situaciones diferentes que abarcan las condiciones de un gran número de taludes con condiciones de filtración en estado estacional de laboratorio en donde se concluye que la relación de niveles de agua freática con la altura de talud H_u/H varía

entre 0.5 ~ 0.7 llegando incluso al 80 %; se analizó la eficiencia de los drenes variando sus longitudes y espaciamentos; entre otros, los resultados obtenidos establecen que los cambios más significativos en el factor de seguridad dependen de los cambios en la presión de agua subterránea, se determinaron las cantidades en las que las presiones de agua subterránea se reducirían mediante el uso de drenajes horizontales con base en los cálculos de estabilidad por el método de Bishop en cada situación. El método establece el uso de varios ábacos de diseño que permiten mejorar las condiciones de estabilidad del talud con el uso de drenaje profundo.

A continuación, se describe el proceso de diseño del drenaje horizontal según la metodología expuesta por Kenney y la propuesta alternativa de esta tesis:

- Kenney et al. definen la longitud del dren con mayor eficiencia de la siguiente manera (ver figura 101):

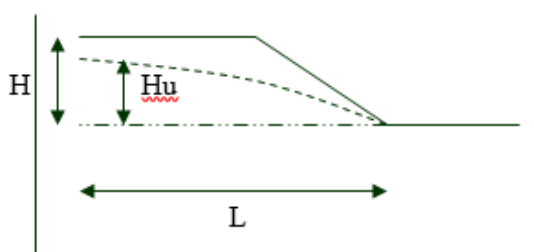


Figura 101. Parámetros para determinar longitud del dren.
Elaborado por: El Autor.

Siendo:

H = Altura del talud [m]. Para el caso del perfil, $H = 15.85$ m.

H_u = altura entre el dren y nivel de agua freático (NAF)
antes de drenar [m].

L = Longitud del dren [m].

- A continuación, en la figura 97 se muestra el ábaco de diseño desarrollado para drenes horizontales, el cual considera los parámetros siguientes:

Figura 102. Parámetros de entrada S/H_u - $\Delta F/F_0$ - L/H_u

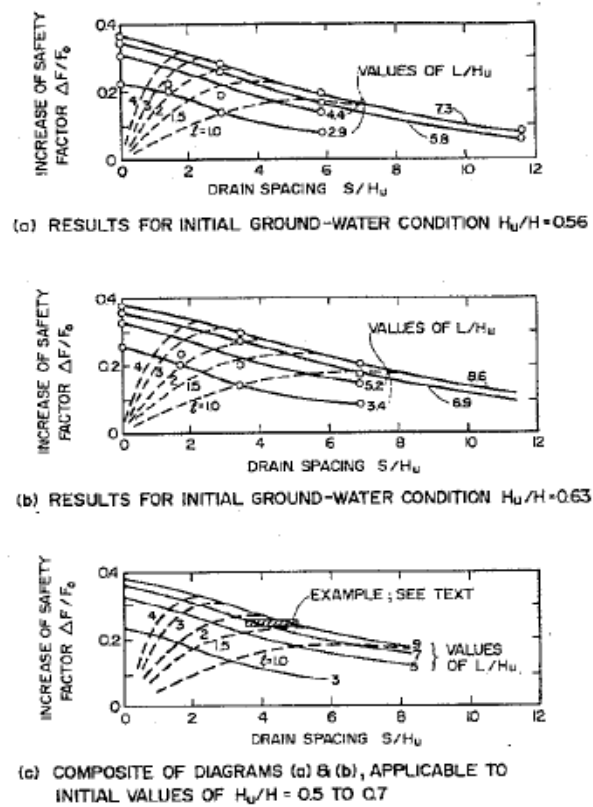


Figura 102. Parámetros S/H_u $\Delta F/F_0$ L/H_u .

Fuente: (Kenney, C. 1977). Journal of the geotechnical Engineering Division (pág. 1318).

Siendo:

ΔF = Incremento en el factor de seguridad ($F-F_0$).

F_0 = Factor de seguridad antes de drenar el talud.

F = Factor de seguridad después de drenar el talud.

S = Separación entre drenajes [m].

L = Longitud del dren [m].

l = Factor de longitud $l = \frac{L/H_u}{S/H_u}$.

El proceso a seguir para el uso del ábaco es:

- Se seleccionará el valor del factor l ; $l = \frac{L/H_u}{S/H_u}$ para estimar la longitud del dren,

$\Delta F / F_0$ es otro parámetro de entrada que indica el incremento del factor de seguridad .

- Para seleccionar el gráfico a utilizar, se calcula la relación H_u/H , por lo general el ábaco a utilizar es el (c).
- Asumiendo una separación de drenes (S), se ingresa a la tabla con el valor S/H_u .
- Con el valor de S/H_u y el factor de incremento de seguridad $\Delta F / F$ se encuentra el valor de l .
- La longitud del dren, es el resultado de $L = l * H_u$.

Como se puede observar en el ábaco (c) , se presentan valores de la curva L/H_u para valores de 3 – 5 - 7 - 9; para optimizar el diseño, esta tesis se propone trazar una curva de valores $L/H_u = 1$, para lo cual, se toman los valores conocidos $L/H_u = 1$, $l = 1 - 1.5 - 2 - 3 - 4$ encontrándose la intersección S/H_u , con lo cual se traza la curva con valores para $L/H_u = 1$.

En la figura a continuación, se ha realizado la incorporación de la curva $L/H_u = 1$, con la que se encontrará la longitud y el espaciamiento de los drenes, además de dimensionar el dren, se busca incrementar el factor de seguridad con la introducción del sistema de drenaje.

Figura 103 incorporación de curva $L/H_u = 1$ en ábaco de diseño.

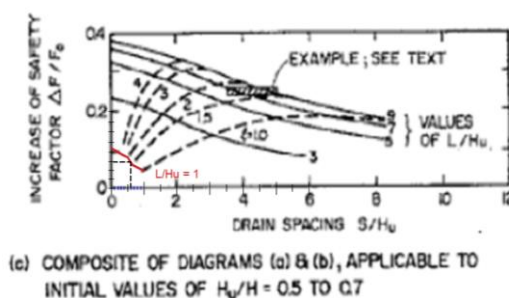


Figura 103. Incorporación de curva $L/H_u = 1$ en ábaco de diseño.
Elaborado por: El Autor.

Con el ábaco modificado se procede:

- Definir una relación H_u/H 0.5~0.7.
- Un factor de seguridad $\Delta F / F_0$ que es impuesto para entrar al uso de la tabla.
- Trazando una recta desde la vertical $\Delta F / F_0$ hasta la intersección con la curva $L/H_u = 1$, se encuentra el valor de la abscisa S/H_u .
- Después de una serie de tanteos, se escoge un valor lógico para la relación S/H_u , y por lo tanto para S que es la separación entre drenes.
- El valor de la longitud del dren se establece por $L/H_u = 1$.

Como resultado de la aplicación de la metodología, siendo conservadores, se realiza el siguiente cálculo:

- Altura del talud. $H = 16.75$ m. Se asume un valor medio de la relación H_u/H .

- $H_u/H = 0.6$, por lo que $H_u = 0.6 * 16.75 = 10.05$ m, se asume 10.00 m.
- Se asume un factor de seguridad antes de drenar $F_o = 1.00$ (condición de estabilidad para el perfil 0+100).
- El factor de seguridad después de drenar al talud es $F=1.08$, por lo que el incremento del factor de seguridad es $\Delta F = 1.08-1.00 = 0.08$ con lo que se estima que el talud incremente su capacidad de estabilizarse en un 8%.
- La separación entre drenajes, se obtiene de la línea que cruza por S/H_u , que tiene un valor de 0.6; por lo tanto, $S = 0.6 \times 10.00$ m= 6.00 m. Longitud del dren $L/H_u = 1$; $L = 1 \times 10.00$ m = 10.00 m.

Por lo tanto, el drenaje horizontal tiene una longitud $L = 10$ m, con una separación entre drenes de $S = 6$ m.

Definiendo la longitud y separación entre drenajes, el siguiente paso, es estimar el caudal que se infiltra en la ladera hasta los drenajes y una vez que es determinado el caudal, calcular la dimensión de tubería que posea capacidad suficiente para evacuar dicho caudal.

En la figura 104 a continuación, se presenta un corte típico de la ubicación de drenaje horizontal en el talud.

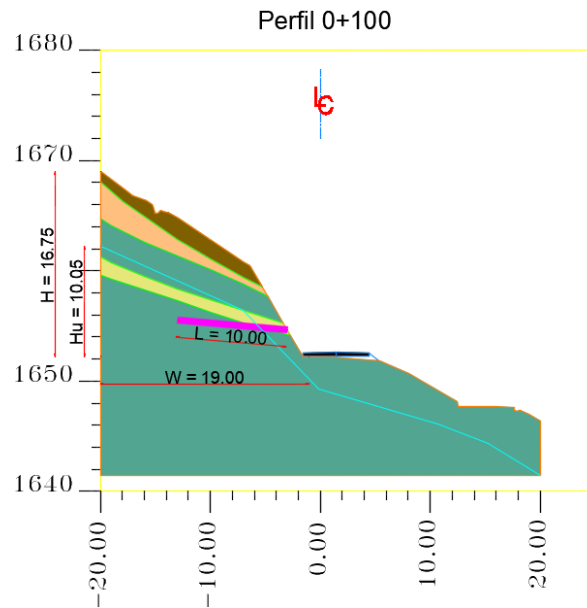


Figura 104. Corte típico de drenaje horizontal en talud.
Elaborado por: El Autor.

Para determinar la capacidad del drenaje, se utilizan las ecuaciones del texto (“Drenaje subterráneo de estructuras de contención” Izquierdo, L. 2012), que establecen que el caudal infiltrado corresponde a:

$$Q_{inf} = \frac{(1 - c) * i * A_d}{3600} \quad (78)$$

Siendo:

- Q_{inf} = Caudal infiltrado [l/s].
- i = intensidad de lluvia para un $Tr = 10$ años [mm/h].
- A_d = Área a drenar que es el producto ($W * L_s$) [m^2],
- W = Ancho del talud [m].
- L_s = Longitud entre secciones [m].

El caudal de aporte del nivel freático es:

$$Q_{NAF} = k_{eq} * i_j * Aa * 1000 \quad (79)$$

Siendo:

Q_{NAF} = Caudal de aporte del nivel freático [l/s].

k_{eq} = coeficiente de permeabilidad equivalente [m/s].

i_j = gradiente hidráulico es el cociente (H_u/S).

H_u = altura entre el dren y nivel de agua freático (NAF)
antes de drenar, igual a 0.6 altura del talud [m].

S = Distancia entre drenes [m].

Aa = Área de abatimiento que es el producto ($H_u * L_s$) [m²],

L_s = Longitud entre secciones [m].

El caudal de diseño corresponde a:

$$Q_T = Q_{inf} + Q_{NAF} \quad (80)$$

Siendo:

Q_T = Caudal total [l/s].

Q_{inf} = Caudal infiltrado [l/s].

Q_{NAF} = Caudal de aporte de nivel freático [l/s].

Con el dato de Q_T , se analiza la capacidad del dren según la ecuación de Manning.

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{\frac{2}{3}} * S^{1/2} \quad (81)$$

Siendo:

Q = Caudal [m³/s].

- A = Área de tubería [m²].
- R = Radio hidráulico [m].
- S = Pendiente en el tramo seleccionado.
- n = Coeficiente de rugosidad de tubería PVC.
- n = 0.009 (Ven Te Chow, 1994).

Los cálculos para determinar caudales y capacidad de tubería se encuentran en el anexo 12.

Los resultados de cálculo son representativos para toda la ladera, puesto que se ha analizado la sección crítica entre las abscisas 0+090 y 0+100.

Los datos obtenidos son:

Caudal infiltrado $Q_{inf} = 2.43$ l/s, caudal por aporte freático $Q_{NAF} = 0$ l/s (condición seca del talud), caudal total $Q_T = 2.43$ l/s. Con el dato de Q_T , se obtiene que el diámetro de tubería a utilizar es de 75 mm, el cuál aplica para todas las secciones del talud

El sistema de drenaje es utilizado para abatir el agua de infiltración desde el cuerpo del talud para mejorar la condición de estabilidad, evitar subpresiones sobre la pantalla y serán colocados en la parte baja del talud, en cambio que otro sistema de drenaje también conocido como michinales o drenes californianos, cumplirán la función de aliviar la presión sobre toda la pantalla de hormigón, puesto que, su ubicación se distribuye sobre todo el muro; de varias

recomendaciones de la literatura y de la de mayor parte de los proyectos de esta naturaleza, se colocar los michinales con la separación similar a la de los anclajes en los puntos intermedios, en cuanto a la profundidad se recomienda de por lo menos 1 metro de longitud, adoptándose 1.50 m de longitud. El diámetro empleado comúnmente es de 50 mm. La figura 105, indica que un sistema de drenaje es más efectivo, si se lo coloca en las partes más bajas del talud.

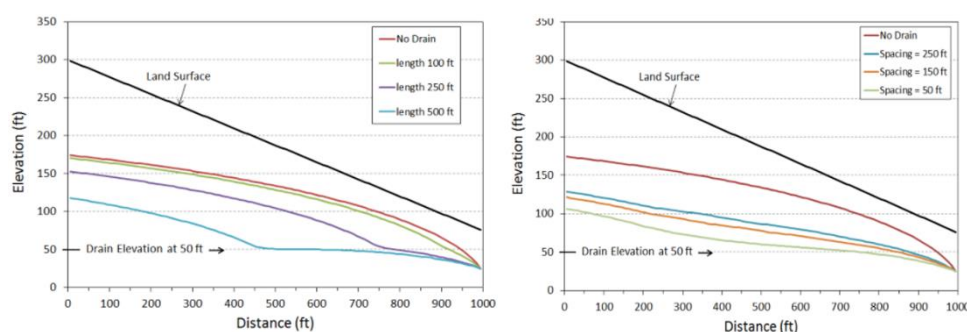


Figura 105. Posición del drenaje con respecto a su eficiencia.

Fuente: (Washington State Department of Transportation, 2013). Design Guidelines for Horizontal Drains used for Slope Stabilization (pág. 135).

Del análisis y diseño del dren horizontal, se concluye que sus dimensiones son longitud de 10.00 m colocado a una separación de 6.00 m. colocados en la parte baja del talud, según se indica en los planos de obra.

9.17. Presupuesto para la ejecución del proyecto

La elaboración del presupuesto toma en cuenta un rubro de seguridad, salud y medio ambiente que por las exigencias actuales en la materia y normas de bioseguridad a cumplir es necesario considerar como una sección independiente al resto de ítems del proyecto, el presupuesto de obra, se presenta en la tabla 49.

Tabla 49:

Presupuesto de obra.

TABLA DE CANTIDADES Y PRECIOS

OBRA: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

PROPONENTE: EDGAR TERÁN V.

FECHA: AGOSTO DE 2020



COD.	DESCRIPCIÓN DE RUBRO	UNIDAD	CANT.	P.U.	P. TOTAL
1	Movilización de Equipos y maquinaria	glb	1.00	8,000.00	8,000.00
2	Excavación sin clasificar Incluye desalojo. Distancia desalojo 1 Km	m3	128.72	11.04	1,421.07
3	Conformación de talud, peinado espesor promedio 20 cm. herramienta manual	m2	290.00	2.95	855.50
4	Drenes cortos con tubería PVC d=50 mm (Inc. Perforación. L=1.50m)	m	151.50	35.18	5,329.77
5	Hormigón estructural de cemento Portland f'c=350 Kg/cm2	m3	77.37	256.22	19,822.65
6	Cuneta de sección triangular, hormigón simple f'c=210 Kg/cm2	m	91.00	34.04	3,097.41
7	Subdrenes horizontales con tubería d=75 mm (Inc. Perforación. L=10.00m)	m	90.00	42.27	3,804.30
8	Acero de refuerzo de malla de alambre (d=10mm 15x15, fy=5600 Kg/cm2)	m2	419.73	10.04	4,214.09
9	Anclajes. Carga fluencia = 474 KN (Inc. Perforación, inyección d=30 mm)	m	1,300.00	107.93	140,309.00
10	Seguridad, salud y medio ambiente	glb	1.00	7,500.00	7,500.00
TOTAL OBRA SIN IVA					194,353.79

Nota: el presupuesto de obra, es producto del análisis con precios vigentes a la fecha.

Elaborado por: El Autor.

CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

CONCLUSIONES

Los parámetros obtenidos a través del ensayo de corte directo en la superficie del talud no son suficientes para representar el comportamiento geomecánico del suelo, por lo que se emplea un estudio de mayor profundidad, solventado con geofísica.

Mejores técnicas de cálculo desarrolladas para el diseño de estructuras de contención ancladas, permiten establecer soluciones más eficientes en comparación con modelos limitados.

El modelo de análisis de estabilidad por medio de elementos finitos, determina que el escenario que mejor se adapta a las características del terreno, es el geofísico, para condiciones secas con parámetros de cohesión y ángulo de fricción efectivos.

Para las condiciones de diseño adoptadas (longitud libre del anclaje, longitud de bulbo, ángulo de inclinación), se garantiza que el bulbo de anclaje se aloje en el estrato más competente, un limo arenoso de alta plasticidad de parámetros $c = 4$ [KN/m²] y ángulo de fricción = 41.60 °.

Se implementa un sistema de drenaje para evitar que las subpresiones actúen sobre la pantalla, así mismo, en el análisis no se contempla establecer un nivel freático, puesto que, del estudio de suelos no se detectan niveles de agua freático, solo infiltración.

Además del sistema de drenaje, se implementa el recubrimiento de cunetas, como una medida preventiva para evitar que el canal se sature.

Se puede decir que las diferencias encontradas en los valores hallados del análisis de FSD por método de equilibrio límite y elementos finitos radica en que el método de elementos finitos no impone una superficie de falla, es decir, la superficie crítica se localiza en los sitios donde se genera la mayor concentración de esfuerzos cortantes que hacen fallar al suelo, buscando el camino en donde la relación cortante actuante y resistencia del suelo es la más desfavorable.

RECOMENDACIONES

En el empleo de tirantes permanentes, merece una atención especial la protección contra la corrosión, puesto que, el principal enemigo de las obras ejecutadas con anclajes es la oxidación del tirante que puede conllevar al colapso de la estructura de contención.

Los parámetros de capacidad de adherencia desarrollados por las diferentes normativas y recomendaciones deben considerarse como orientativos; la realización de pruebas de carga, brinda datos confiables acerca de la capacidad del terreno, lo que se traduce en una mejor calidad de las soluciones planteadas.

Como complemento a los temas tratados en la presente tesis, se recomienda proseguir el estudio con el análisis de escenario dinámico imponiendo acelerogramas en el modelo de elementos finitos y compararlos con los análisis pseudo-estáticos.

Para profundizar el estudio del presente trabajo, se recomienda realizar el análisis utilizando los modelos de falla Mohr – Coulomb modificado, Hardening Soil, Jardine, entre otros.

Asimismo, implementar estudios de reconocimiento de suelo más profundos, facilita la etapa de diseño, permitiendo desarrollar mejores soluciones; por lo que se podría llevar a cabo un programa experimental en proyectos que contemplen el uso de anclajes, donde se registren los datos de capacidad de carga y resistencia de diferentes suelos en el Ecuador con el fin de elaborar una base de datos que permita establecer una normativa propia y representativa.

Realizar pruebas de carga que alcancen la condición de falla y realizar la validación de los parámetros de rigidez y resistencia la corte del suelo que reproduzcan las condiciones de carga vs. desplazamiento.

REFERENCIAS

Artículos académicos o científicos

ACHE. (2006). *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno*. Madrid: ACHE.

Dikmen , U. (2008). *Statistical correlations of shear wave velocity and penetration resistance for soils*. Ankara: IOP.

Fatehnia, M. (2015). *Correlation between shear wave velocity and SPT-N values for North Florida soils*. North Florida: EJGE.

Ebeling, R. (2013). *Assessing Corrosion Damage and Corrosion Progression in Multi-strand Anchor Systems in Use at Corps Projects*. Washington: ERDC.

Guzmán, A. (2003). *Anclajes inyectados postensados*. (Grupo técnico de anclajes, Editor, & Corporación de Desarrollo Tecnológico, Productor).

Recuperado el 06 de septiembre de 2019, de

http://www.terratest.cl/pdf/publicaciones/2003_05_Anclajes_Aldo_Guzmanan_CDT.pdf

Hasancebi, N. (2007). *Empirical correlations between shear wave velocity and penetration resistance for ground shaking assessments*. Ankara: Springer.

Recuperado el 08 de enero de 2020, de

<https://link.springer.com/article/10.1007/s10064-006-0063-0>

Hatanaka, M. (1996). *Empirical correlation between penetration resistance and internal friction angle of sandy soils*. (J. G. Society, Ed.) Tokyo: Soils and foundations.

Kumar, R. (2016). *Estimation of Engineering Properties of Soils from Field SPT Using Random Number Generation*. Springer.

Recuperado el 03 de marzo de 2020, de

<https://link.springer.com/article/10.1007/s41403-016-0012-6>

Nassaji, F. (1996). *SPT capability to estimate undrained shear strength of fine grained soil of Tehran, Iran*. Tehran: EJGE.

Bibliografía

Ameratunga, J. (2016). *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*. New Delhi: Springer.

Barkhordari, K. (2017). *The influence of load transfer mechanism on ground anchor design*. Ann Arbor: Pro Quest.

Recuperado el 12 de febrero de 2019, de

<http://epubs.surrey.ac.uk/842693/1/10130268.pdf>

Bustamante, M. (1985). *Un método para el cálculo de los anclajes y micropilotes inyectados*. París: ENPC.

Cambefort, H. (1968). *Inyección de suelos*. Barcelona: Editores Técnicos Asociados.

Cheney, R. (1990). *DP-68 Permanent Ground Anchors. Volumen 1 y 2*. (U.S. Dept of Transportation, Editor, & F. H. Administration, Productor)

Recuperado el 28 de diciembre de 2018, de

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/009989.pdf>

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/009988.pdf>

Das, B. M. (2013). *Fundamentos de ingeniería geotécnica*. México: Cengage Learning.

Domínguez, M. (2018). *Análisis de taludes por el método Bishop*. México: UNAM.

Duncan, M. (1989). *Shear Strength Correlations for Geotechnical Engineering*. Virginia: Virginia Tech.

IGME. (1986). *Manual de taludes*. España: IGME EPTISA.

INAMHI. (2019). *Determinación de ecuaciones para el cálculo de intensidades máximas de precipitación*. Quito: INAMHI.

Recuperado el 27 de marzo de 2020, de

http://www.serviciometeorologico.gob.ec/Publicaciones/Hidrologia/ESTUDIO_DE_INTENSIDADES_V_FINAL.pdf

Lazarte, C. (2015). *Geotechnical engineering circular No.7*. (U.S. Dept. of Transportation, Editor, & Federal Highway Administration, Productor)

Recuperado el 05 de enero de 2019, de

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/nhi14007.pdf>

Leoni, A. (2012). *MICROPILOTES Y ANCLAJES INYECTADOS*. La Plata: Facultad ingeniería U.N.L.P. Recuperado el 15 de oct de 2019, de

https://www.academia.edu/23574343/MICROPILOTES_Y_ANCLAJES_INYECTADOS

López, M. (2013). *Generación de geoinformación para la gestión del territorio a nivel nacional escala 1:25.000. Clima e hidrología*. Cantón Mejía.

Manual del usuario software MIDAS GTS NX. Revision No: V1.0. Revision date: August, 2018. Program version: GTS NX 2019 (v1.1).

Murillo, T., & Ortuño, L. (2010). *Manual de auscultación y corrección de inestabilidad de taludes de carreteras*. Madrid: Uriel y Asociados.

Pérez, M. (2004). *Anclajes y sistemas de anclajes*. Buenos Aires: Universidad Tecnológica Nacional -F.R.B.A.

Sabatini, P. (1999). *Geotechnical engineering circular No.4*. (U.S. Dept. of Transportation, Ed.)

Recuperado el 15 de oct de 2018, de

<https://www.fhwa.dot.gov/engineering/geotech/pubs/if99015.pdf>

Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. (2012). *Manual de construcción geotécnica*.

México: Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos A.C.

Suarez, J. (1998). *Deslizamientos*. Bucaramanga: UIS. Ingeniería de Suelos Ltda.

Ucar, R. (2002). *Manual de anclajes en obras de tierra*. (F. d. Venezuela, Editor) Recuperado el 22 de ene de 2020, de

http://www.serbi.ula.ve/serbiula/libroselectronicos/Libros/manual_anclaje/pdf/librocompleto.pdf

US Army Corps of Engineers. (2001). *State of practice in the Design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls*. Washington: U.S. Army Corps of Engineers.

Washington State Department of Transportation. (2013). *Design Guidelines for Horizontal Drains used for Slope Stabilization*. Washington: Office of Research & Library Services.

Xanthakos, P. (1991). *Ground anchors and anchored structures*. Canada: Wiley - Interscience.

Conferencias

Monroy, R. (2016). *Comparativa y comentarios entre la normativa internacional para diseño y pruebas de anclaje. XV Congreso colombiano de geotecnia y II Conferencia internacional en rocas blandas*. Cartagena: CIMESA.

Normas y especificaciones

AASHTO. (2017). *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*. Washington DC: AASHTO.

BSI standards publications. (2015). *BS 8081:2015. Code of practice for grouted anchors*. London: BSI.

- Comité français de mécanique des sols et de géotechnique. (2020). *Tirants d'ancrage TA2020*. París: CFMS.
- Cómite francés de mecánica de suelos y geotecnia. (1995). *Tirantes de anclaje TA 95*. París: Agence Qualité Construction.
- Corporación de Desarrollo Tecnológico. (2001). *Recomendaciones para el diseño, ejecución y control de anclajes inyectados postensados en suelos y rocas*. Santiago: Cámara chilena de la construcción.
- Dirección General de Carreteras. (2004). *Guía para el diseño y la ejecución de anclajes al terreno en obras de carretera*. Madrid: Ministerio de Fomento.
- Ministerio de Desarrollo Urbano y Vivienda. (2014). *Norma ecuatoriana de la construcción. NEC -SE - GC*. Ecuador: Dirección de comunicación social. MIDUVI.
- Ministerio de Fomento. (1996). *Recomendaciones para el proyecto, construcción y control de anclajes al terreno H.P.8-96*. Madrid.
- Norma ASTM 4435-13. (2013). *Standard Test Method for Rock Bolt Anchor Pull*. West Conshohocken: ASTM.
- Norma brasileira ABNT NBR 5629. (2006). *Execução de tirantes ancorados no terreno*. Río de Janeiro: ABNT.
- Norma europea UNE-EN 1537. (2015). *Ejecución de trabajos geotécnicos especiales*. Madrid: AENOR.
- Normativa DIN 4125. (2010). *Ground anchorages. Design, construction and testing*. Deutsche norm.
- PTI. (2014). *Recommendations for Prestressed Rock and Soil Anchors*. Framington Hills: Post Tensioning Institute.

Páginas web

- Agudelo Zapata, J. (25 de 05 de 2015). *estructurando.net. Centro Geotécnico Internacional*, 1-14. Recuperado el 21 de 07 de 2017, de <http://estructurando.net/2015/05/25/como-calcular-ancclajes-al-terreno-tipo-dywidag-o-gewi/>
- Dywidag Systems International. (2016). *Gama de productos geotécnicos Dywidag*. (DSI, Ed.)
Recuperado el 07 de nov de 2019, de www.dywidag-sistemas.com

Revistas

- Kenney, C. (1977). *Design of Horizontal Drains for Soil Slopes*. Roswell: Journal of the Geotechnical Engineering Division.
- Kenney, C. (1977). *Journal of the geotechnical Engineering Division*. Roswell: Linda Hall Library.

Tesis

- Aronés, N. (Julio de 2017). *Control del Contenido de Cemento de Inyecciones en Suelo.Aplicación Práctica.Madrid*. Recuperado el 4 de junio de 2020, de http://oa.upm.es/48642/1/Tesis_master_Novaro_Arones_Barbaran.pdf
- Bomjardim, T. (2015). *Ancoragens em solos - Comportamiento geotécnico emetodologia via web para previsaoe controle*. Ouro Preto.
Recuperado el 22 de diciembre de 2019, de https://www.repositorio.ufop.br/bitstream/123456789/6293/1/TESE_AncoragemSoloComportamento_V1.pdf
- Dellalibera, I. (2015). *Metodología de cálculo para dimensionamiento de cortinas atirantadas*. São Carlos. Recuperado el 28 de dic de 2019, de Docsity.com: <https://www.docsity.com/pt/metodologia-de-calculo-para-dimensionamento-de-cortinas-atirantadas/4911585/>

- Díaz, Y. (2008). *Plaxis como herramienta de modelación para la solución de algunos problemas geotécnicos reales en Punta Arenas*. Punta Arenas. Recuperado el 06 de ene de 2020, de http://www.umag.cl/biblioteca/tesis/diaz_diaz_2008.pdf
- Monroy, R. (2007). *Anclaje en suelos*. México.
Recuperado el 22 de diciembre de 2019, de
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/2004/1/monroysalgado.pdf>
- Puelles, J. (2011). *Determinación de la capacidad de adherencia con fines de diseño optimizado de anclajes en suelo*. Lima.
Recuperado el 08 de julio de 2018, de
<https://es.scribd.com/document/338325639/Determinacion-de-La-Capacidad-de-Adherencia-Con-Fines-de-Diseno-Optimizado-de-Anclajes-en-Suelo>
- Rico, J. (2012). *Elaboración de un manual para la estabilización de taludes por medio de pantallas ancladas*. Recuperado el 22 de oct de 2019, de Univerisdad industrial de Santander: tangara.uis.edu.co/biblioweb/tesis/2012/145069.pdf
- Sosa, E., & Vílchez, R. (2017). *Optimización del diseño de anclajes post-tensados aplicados a la ejecución de muros anclados*. Lima: Universidad peruana de ciencias aplicadas.
Recuperado el 12 de sept de 2019, de
<https://repositorioacademico.upc.edu.pe/handle/10757/621561>
- Valladares, P. (2015). *Estabilidad de taludes con anclas*.
Recuperado el 08 de junio de 2020, de
<http://www.ptolomeo.unam.mx:8080/jspui/bitstream/132.248.52.100/8389/2/Tesis.pdf>
.pdf

Vizúete, J. (2017). *Aplicación de microsoft Excel en el diseño de anclajes de muro de sótano para suelos limo arenosos de la ciudad de Quito*. Quito: PUCE, Ecuador.

Recuperado el 06 de mayo de 2020, de

<http://repositorio.puce.edu.ec/bitstream/handle/22000/13161/Tesis%201.pdf?sequence=1&isAllowed=y>

ANEXOS

1. Datos técnicos de anclaje tipo barra

A continuación, se presentan las propiedades de diferentes tipos de barras utilizadas para anclaje en el mercado nacional.

Acero corrugado norma INEN 2167 – ASTM A706

Elaborado por: El Autor.

Propiedades	Valores	Unidades
Mecánicas		
Grado de Acero	60 (42)	ksi (Kgf / mm ²)
Límite de fluencia (Fy)	Min: 420 (4200)	MPa (Kgf / cm ²)
	Max: 540 (5400)	MPa (Kgf / cm ²)
Resistencia a la tracción (Fu)	Min: 550 (5500)	MPa (Kgf / cm ²)
Alargamiento mínimo en L _o = 200 mm	d ≤ 20 14	
	Según diámetro: 22 ≤ d ≤ 40 12	%
	d > 40 10	

Barra sistema Jennmar. Norma ASTM A615

Tomado de: Catálogo Jenmar Saferock, 2015.

Datos Técnicos – SAFEROCK

DIAMETRO BARRA (MM)	TIPO ACERO	FUERZA FLUENCIA (MPA)	FUERZA MÁXIMA (MPA)
16	G(40) A440-280	280	420
19	G(60) A630-420	420	630
22	G(75) A690-520	520	690
25			

Límites de Fuerza
bajo las Normas
ASTM 615 / NCH 204

Longitud Máxima: 12 Metros

Barra sistema Novacero. Norma ASTM A615

Fuente: Catálogo de productos Novacero.

NORMA	DIÁMETRO (mm)	GRADO	FY	FU	MÍNIMOS GARANTIZADOS DE CAPACIDAD DE CARGA		PESO NOMINAL
			MPA	MPA	LÍMITE DE ELASTICIDAD (KN)	RESISTENCIA MÁXIMA NORMAL (KN)	KG/M
ASTM A615	22	60	420	620	159.7	235.7	3.21
		75	520	690	197.7	262.3	
		80	550	725	209.1	275.6	
	25	60	420	620	206.2	304.3	4.14
		75	520	690	255.3	338.7	
		80	550	725	270.0	355.9	
	32	60	420	620	337.8	498.6	6.79
		75	520	690	418.2	554.9	
		80	550	725	442.3	583.1	

Barra sistema Novacero. Norma ASTM 706 - NCh 204

Fuente: Catálogo de productos Novacero.

NORMA	DIÁMETRO (mm)	GRADO	FY	FU	MÍNIMOS GARANTIZADOS DE CAPACIDAD DE CARGA		PESO NOMINAL
			MPA	MPA	LÍMITE DE ELASTICIDAD (KN)	RESISTENCIA MÁXIMA NORMAL (KN)	KG/M
ASTM A706	22	60	420	550	159.7	209.1	3.21
		80	550	690	209.1	262.3	
	25	60	420	550	206.2	270.0	4.14
		80	550	690	270.0	338.7	
	32	60	420	550	337.8	442.3	6.79
		80	550	690	442.3	554.9	
NCh 204	22	Gr A630-420H	420	630	159.7	239.5	3.21
	25	Gr A630-420H	420	630	206.2	309.3	4.14
	32	Gr A630-420H	420	630	337.8	506.7	6.79

Barra sistema Ideal Alambrec. Norma ASTM A615

Fuente: Catálogo de productos Ideal

Alambrec.

Propiedades mecánicas			
Perno estabilizador - Helicoidal	PE ASTM A 615M Gr. 40	PE ASTM A 615M Gr. 60	PE ASTM A 615M Gr. 75
Fluencia mínima (kg/mm ²)	30.59 (300 MPa)	42.83 (420 MPa)	53.02 (520 MPa)
Ruptura mínima (kg/mm ²)	50.99 (500 MPa)	63.22 (620 MPa)	70.36 (690 MPa)
Elongación mínima en 200 mm (%)	13	8	7
Nch204 Of.2006 (Fluencia mínima) (kg/mm ²)	28.60 (280 MPa)	42.80 (420 MPa)	-
Nch204 Of.2006 (Ruptura mínima) (kg/mm ²)	44.90 (440 MPa)	64.20 (630 MPa)	-
Nch 204 Of. 2006 (%)	16	8	-

Resistencias mínimas de fluencia y ruptura				
Pe - Helicoidal	Diámetro (mm)	19	22	25
	Sección (cm ²)	2.835	3.801	4.908
Gr. 40 (A440 - 280H)	Fluencia (ton)	8	11	14
	Ruptura (ton)	12	17	22
Gr. 60 (A630 - 420H)	Fluencia (ton)	12	16	21
	Ruptura (ton)	18	24	31
Gr. 75 (A690 - 520H)	Fluencia (ton)	15	20	26
	Ruptura (ton)	20	26	34

Barra de acero sistema Dywidag.

Fuente: Catálogo de productos Dywidag.

Bar Properties



DYWIDAG THREADBAR® Prestressing Steel ASTM A722 (Grade 150)

THREADBAR® Designation	Maximum THREADBAR® Diameter			Ultimate Stress (fu)		Cross Section Area (As)		Ultimate Load (fu x As)		Nominal Weight	
	[mm]	[in]	[mm]	[ksi]	[MPa]	[in²]	[mm²]	[kips]	[kN]	[lbs/ft]	[kg/m]
1"	26	1.20	31	150	1,034	0.85	548	127.5	567	3.01	4.48
1-1/4"	32	1.44	36	150	1,034	1.25	806	187.5	834	4.39	6.53
1-3/8"	36	1.63	41	150	1,034	1.58	1,019	237.0	1,054	5.56	8.27
* 1-3/4"	46	2.01	51	155	1,069	2.58	1,664	400.0	1,779	9.22	13.72
* 2-1/2"	66	2.79	71	150	1,034	5.16	3,355	774.0	3,443	18.20	26.36
New! * 3"	75	3.15	80	150	1,034	6.85	4,419	1,027.0	4,568	24.09	35.85

* Meets the strength requirements of the A722.

Note: Maximum test load = 80% of the ultimate load; Mill length = 60'-0" for 1", 1¼" and 1½" Threadbars and 45'-0" for 1¾", 2½" and 3" bars

Propiedades de los Sistemas DYWIDAG

Ø Nominal	Tensión de Elasticidad	Tensión de Ruptura	Carga de Elasticidad	Carga de Ruptura	Paso	Área de Sección Transversal ^{a)}	Peso ^{b)}
	[Kg/mm²] [MPa]	[Kg/mm²] [MPa]	[t]	[t]	[mm]	[mm²]	[Kg/m]
DW 15 mm	95 [950]	105 [1.050]	16	19	10	177	1,41
DW 32 mm	95 [950]	105 [1.050]	76	84	16	804	6,31
DW 36 mm	95 [950]	105 [1.050]	97	107	18	1.018	8,27
DW 40 mm*	95 [950]	105 [1.050]	119	132	20	1.257	10,21
DW 47 mm	95 [950]	105 [1.050]	165	182	21	1.735	14,10

a) área calculada

b) peso nominal teórico

*Bajo demanda. Plazo de entrega mínimo: 60 días

Módulo de Elasticidad: E = 20.500 Kg/mm² +/- 5%

Barra sistema Dywidag. Autoperforante

Fuente: Catálogo de productos Dywidag.

Tipo	Sección A [mm ²]	Carga al límite elástico F _{yk} [kN]	Carga al límite de rotura F _{tk} [kN]	Peso [kg/m]
R32-210 (R32L)	340	160	210	2.65
R32-250	370	190	250	2.90
R32-280 (R32N)	410	220	280	3.20
R32-320	470	250	320	3.70
R32-360 (R32S)	510	280	360	4.00
R32-400	560	330	400	4.40
R38-420	660	350	420	5.15
R38-500 (R38N)	750	400	500	5.85
R38-550	800	450	550	6.25
R51-550 (R51L)	890	450	550	6.95
R51-660	970	540	660	7.65
R51-800 (R51N)	1,150	640	800	9.00
T76-1200 (T76L)	1,610	1,000	1,200	12.60
T76-1600 (T76N)	1,990	1,200	1,600	15.60
T76-1900 (T76S)	2,360	1,500	1,900	18.50

DYWI® Drill rosca redonda



DYWI® Drill rosca trapezoidal



- Longitudes de barra: 3 ó 4 m
- Superficie de las barras: no galvanizadas o galvanizadas según EN 1461

Modulo de Elasticidad:

- 205,000 N/mm²
- Alargamiento en rotura: A_{gt} > 2,5 %
- Relación R_m/R_{p0.2} > 1,15
R_m = Tensión de rotura
R_p = Tensión al límite elástico

Barra sistema Dywidag Y1050H / Gewi. Norma ASTM A615

Fuente: Catálogo de productos Dywidag.

Anclajes de barra DYWIDAG

Datos técnicos

Acero de tesado DYWIDAG Y1050H

Diámetro nominal \varnothing [mm]	Resistencia a tracción $f_{p0.1k}/f_{pk}$ [N/mm ²]	Sección A [mm ²]	Carga al límite elástico $F_{p0.1k}$ [kN]	Carga al límite de rotura F_{pk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso de la doble protección contra la corrosión [kg/m]
26.5	950/1,050	552	525	580	4.48	7.4
32	950/1,050	804	760	845	6.53	9.8
36	950/1,050	1,018	960	1,070	8.27	12.3
40	950/1,050	1,257	1,190	1,320	10.21	14.0
47	950/1,050	1,735	1,650	1,820	14.10	20.0

Barra sistema Gewi plus. Norma ASTM A615.

Fuente: Catálogo de productos Dywidag.

Bulón para suelos / perno de roca GEWI®, barra roscada B500B & S555/700

Diámetro nominal \varnothing [mm]	Resistencia a tracción $f_{0.2k}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sección A [mm ²]	Carga al límite elástico F_{yk} [kN]	Carga al límite de rotura F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso de la doble protección contra la corrosión [kg/m]
16	500/550	201	101	111	1.58	5.2
20	500/550	314	157	173	2.47	5.9
25	500/550	491	245	270	3.85	7.0
28	500/550	616	308	339	4.83	8.6
32	500/550	804	402	442	6.31	9.5
40	500/550	1,257	628	691	9.86	13.6
50	500/550	1,963	982	1,080	15.41	21.0
63.5	555/700	3,167	1,758	2,217	24.86	32.4

Acero roscado GEWI® Plus S670/800

Diámetro nominal \varnothing [mm]	Resistencia a tracción $f_{p0,2k}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sección A [mm ²]	Carga al límite elástico F_{yk} [kN]	Carga al límite de rotura F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso de la doble protección contra la corrosión [kg/m]
18	670/800	254	170	204	2.00	5.4
22	670/800	380	255	304	2.98	6.5
25	670/800	491	329	393	3.85	7.0
28	670/800	616	413	493	4.83	8.6
30	670/800	707	474	565	5.55	9.0
35	670/800	962	645	770	7.55	11.3
43	670/800	1,452	973	1,162	11.40	15.8
57.5	670/800	2,597	1,740	2,077	20.38	30.0
63.5	670/800	3,167	2,122	2,534	24.86	32.4
75	670/800	4,418	2,960	3,534	34.68	43.5

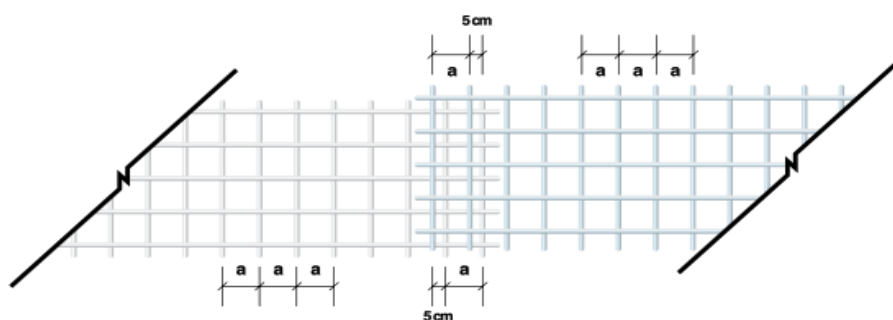
Bulón para suelos / perno de roca GEWI® Plus, barra roscada S670/800

Diámetro nominal \varnothing [mm]	Resistencia a tracción $f_{0,2k}/f_{tk}$ [N/mm ²]	Sección A [mm ²]	Carga al límite elástico F_{yk} [kN]	Carga al límite de rotura F_{tk} [kN]	Peso [kg/m]	Peso de la doble protección contra la corrosión [kg/m]
18	670/800	254	170	204	2.00	5.4
22	670/800	380	255	304	2.98	6.5
25	670/800	491	329	393	3.85	7.0
28	670/800	616	413	493	4.83	8.6
30	670/800	707	474	565	5.55	9.0
35	670/800	962	645	770	7.55	11.3
43	670/800	1,452	973	1,162	11.40	15.8
57.5	670/800	2,597	1,740	2,077	20.38	30.0
63.5	670/800	3,167	2,122	2,534	24.86	32.4
75	670/800	4,418	2,960	3,534	34.68	43.5

2. Especificaciones malla electrosoldada

Fuente: Catálogo de productos Ideal Alambrec.

Los traslapes con mallas electrosoldadas deben realizarse siguiendo las instrucciones del Código Ecuatoriano de la construcción sección 7.8 y según ACI 318-08 sección 12.7; 12.8; 12.18; 12.19



ESPECIFICACIONES

Mallas Estándar (abertura cuadrada tipo R.)

MALLA Tipo de malla	DIÁMETRO		SEPARACIÓN		SECCIÓN ACERO As/m		PESO	
	Ø Longitudinal mm	Ø Transversal mm	SL Longitudinal cm	ST Transversal cm	As L mm ² /m	As T mm ² /m	Kg / Plancha	Kg / m ²
R-53	4,5	4,5	30	30	53	53	12,53	0,84
R-64	3,5	3,5	15	15	64	64	15,17	1,01
R-84	4,0	4,0	15	15	84	84	19,81	1,32
R-106	4,5	4,5	15	15	106	106	25,07	1,67
R-131	5,0	5,0	15	15	131	131	30,95	2,06
R-158	5,5	5,5	15	15	158	158	37,45	2,50
R-188	6,0	6,0	15	15	188	188	44,57	2,97
R-257	7,0	7,0	15	15	257	257	60,66	4,04
R-335	8,0	8,0	15	15	335	335	79,23	5,28
R-424 *	9,0	9,0	15	15	424	424	100,28	6,69
R-524 *	10,0	10,0	15	15	524	524	123,80	8,25
R-126	4,0	4,0	10	10	126	126	29,48	1,97
R-196	5,0	5,0	10	10	196	196	46,06	3,07
R-238 *	5,5	5,5	10	10	238	238	55,73	3,72
R-283	6,0	6,0	10	10	283	283	66,32	4,42
R-385 *	7,0	7,0	10	10	385	385	90,27	6,02
R-636 *	9,0	9,0	10	10	636	636	149,22	9,95

Dimensiones mallas estándar

LONGITUD: 6,25 m ANCHO: 2,40 m AREA: 15 m².

* Mallas fabricadas bajo pedido

f_y min = 5000 kg/cm²

ESPECIFICACIONES

Tabla de equivalencias Armex® Ultra - Armex® tradicional

ARMEX® Ultra					
Tipo		Diámetro (mm)	Separación (cm)	Peso (kg / plancha)	Peso (kg / m²)
U	110	3,75	10	25,91	1,73
U*	106	4,5	15	25,07	1,67
U	177	4,75	10	41,57	2,77
U*	173	5,75	15	40,93	2,73
U	196	5	10	46,06	3,07
U*	205	6,25	15	48,36	3,22
U	238	5,5	10	55,73	3,72
U*	239	6,75	15	56,41	3,76
U*	335	8	15	79,23	5,28
U*	524	10	15	123,80	8,25
U	55	3,75	20	13,16	0,88
U	71	4,25	20	16,91	1,13
U	89	4,75	20	21,12	1,41
U	108	5,25	20	25,80	1,72
U	131	5	15	30,95	2,06
U	158	5,5	15	37,45	2,50
U	221	7,5	20	52,65	3,51
U	284	8,5	20	67,62	4,51
U*	354	9,5	20	84,47	5,63
U*	433	10,5	20	103,18	6,88
U	44	3,75	25	10,62	0,71

ARMEX® Tradicional				
Tipo		Diámetro (mm)	Separación (cm)	Peso (kg / plancha)
R	126	4	10	29,48
R	196	5	10	46,06
R	238	5,5	10	55,73
R	283	6	10	66,32
R*	385	7	10	90,27
R*	636	9	10	149,22
R	64	3,5	15	15,17
R	84	4	15	19,81
R	106	4,5	15	25,07
R	131	5	15	30,95
R	158	5,5	15	37,45
R	188	6	15	44,57
R	257	7	15	60,66
R	335	8	15	79,23
R*	424	9	15	100,28
R*	524	10	15	123,80
R	53	4,5	30	12,54

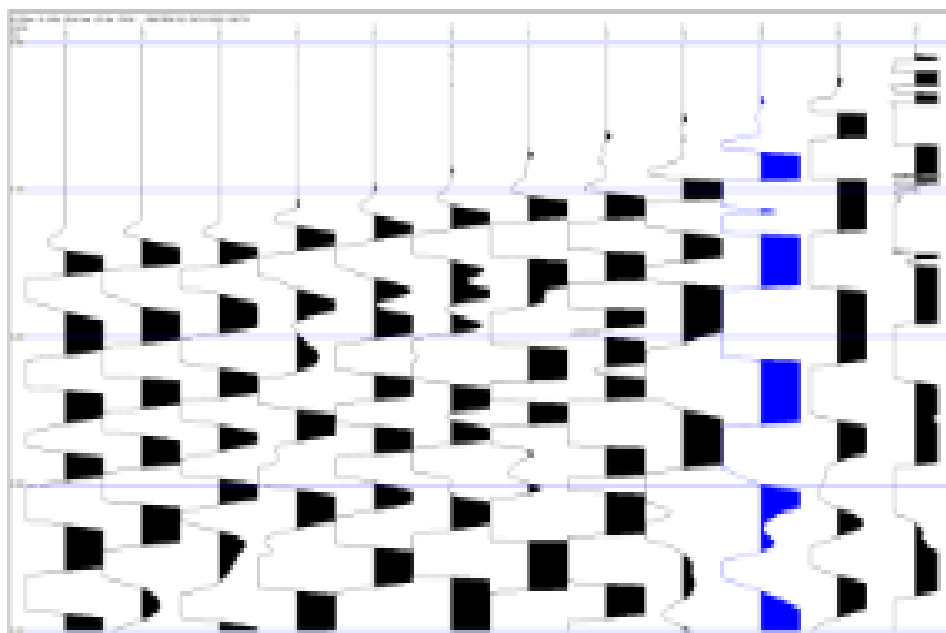
Dimensiones mallas estándar:
LONGITUD: 6,25 m **ANCHO:** 2,40 m **AREA:** 15 m².
 * Mallas fabricadas bajo pedido
 fy min = 6000 kg/cm² (Armex Ultra)
 fy min = 5000 kg/cm² (Armex tradicional)

Cuadro para diseño de mallas especiales Armex®

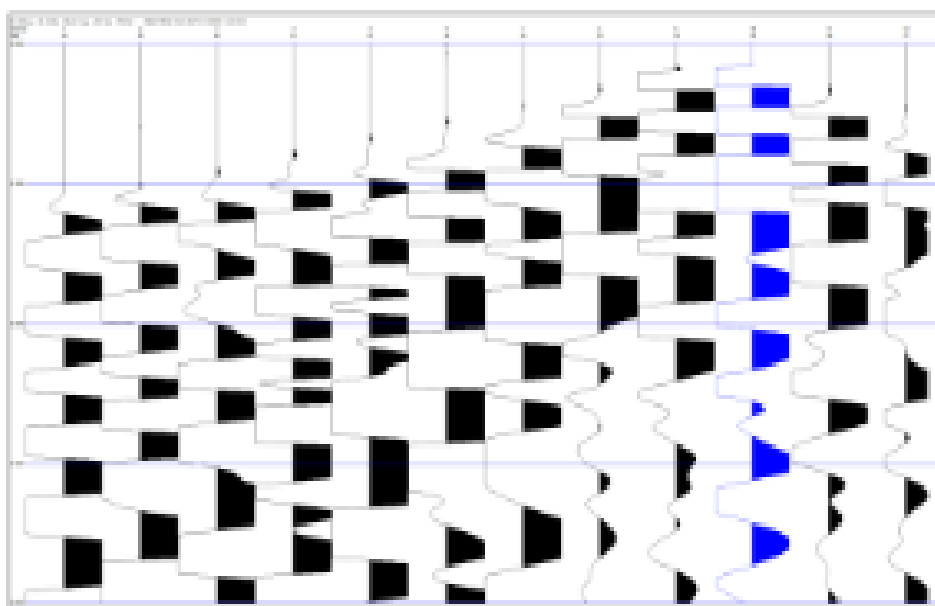
Datos de la varilla		Sección acero malla Armex® As (mm²/m)									
Diámetro	Área	Apertura entre varillas									
Ø mm	As mm²	5cm	10cm	15cm	20cm	25cm	30cm	35cm	40cm	45cm	50cm
3,5	9,6	192	96	64	48	38	32	27	24	21	19
4,0	12,6	251	126	84	63	50	42	36	31	28	25
4,5	15,9	318	159	106	80	64	53	45	40	35	32
5,0	19,6	393	196	131	98	79	65	56	49	44	39
5,5	23,8	475	238	158	119	95	79	68	59	53	48
6,0	28,3	565	283	188	141	113	94	81	71	63	57
6,5	33,2	664	332	221	166	133	111	95	83	74	66
7,0	38,5	770	385	257	192	154	128	110	96	86	77
7,5	44,2	884	442	295	221	177	147	126	110	98	88
8,0	50,3	1005	503	335	251	201	168	144	126	112	101
8,5	56,7	1135	567	378	284	227	189	162	142	126	113
9,0	63,6	1272	636	424	318	254	212	182	159	141	127
9,5	70,9	1418	709	473	354	284	236	203	177	158	142
10,0	78,5	1571	785	524	393	314	262	224	196	175	157
10,5	86,6	1732	866	577	433	346	289	247	216	192	173
11,0	95,0	1901	950	634	475	380	317	272	238	211	190
12,0	113,1	2262	1131	754	565	452	377	323	283	251	226

3. Datos del trabajo de prospección geofísica

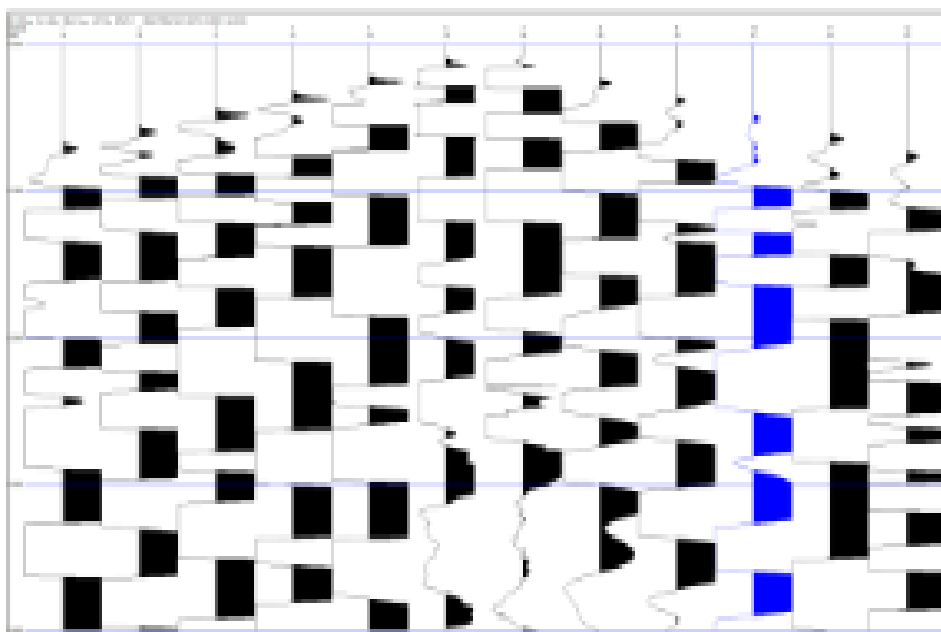
Ensayo de refracción sísmica. Registros sísmicos. Línea LS 1, registro 1 dat.



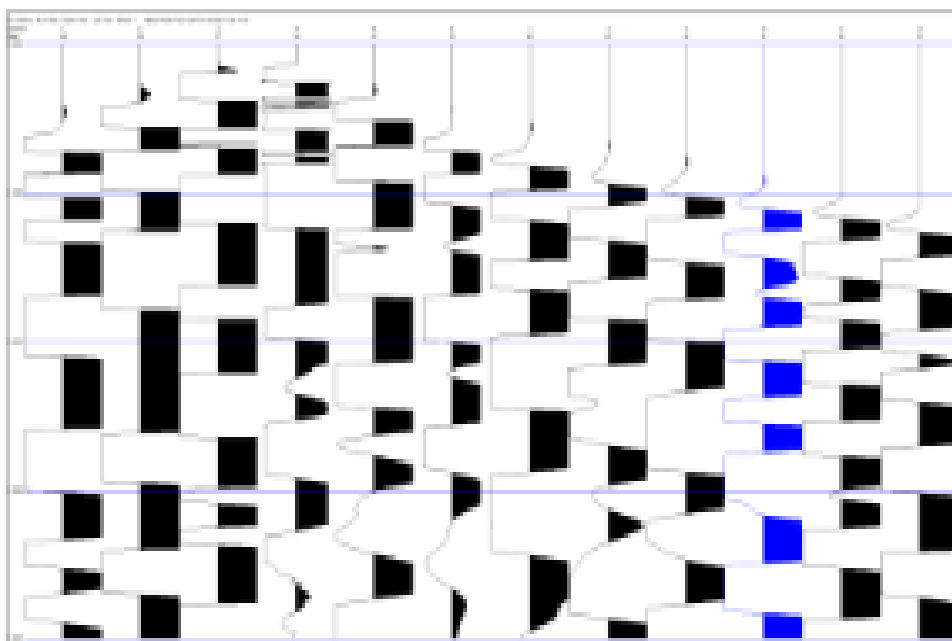
Ensayo de refracción sísmica. Registros sísmicos. Línea LS 1, registro 2 dat.



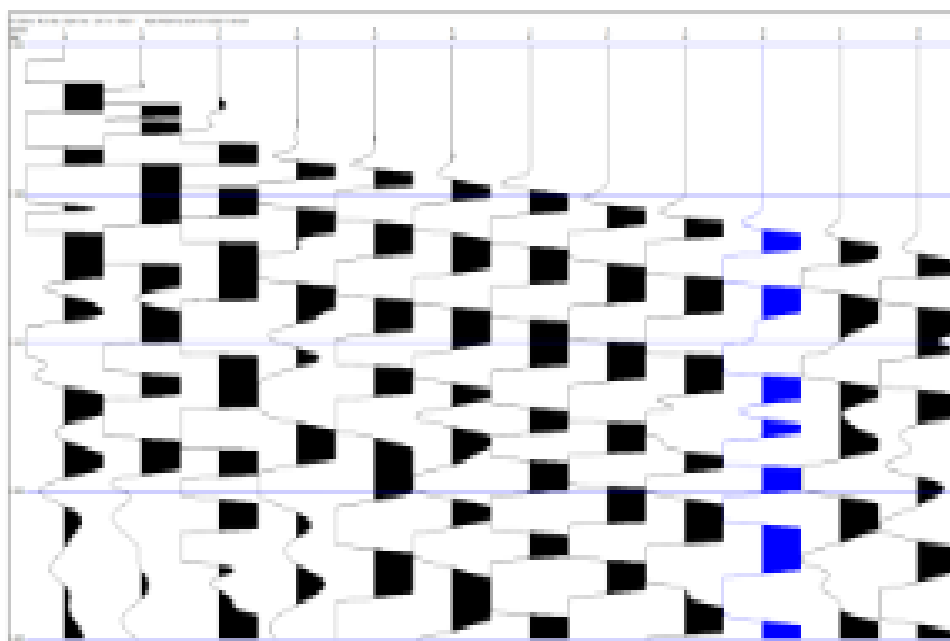
Ensayo de refracción sísmica. Registros sísmicos. Línea LS 1, registro 3 dat.



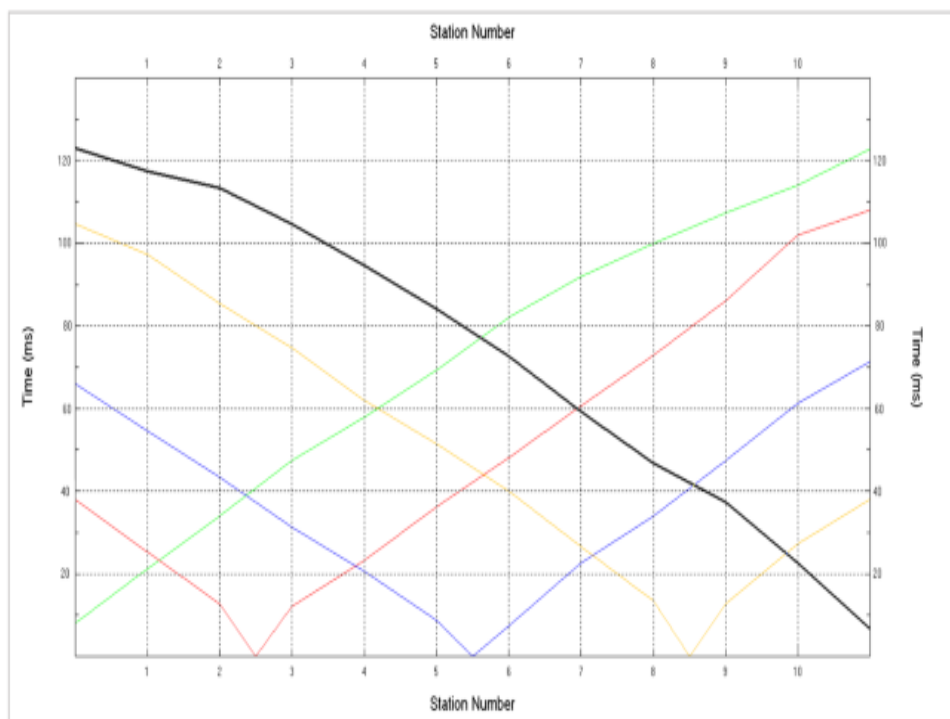
Ensayo de refracción sísmica. Registros sísmicos. Línea LS 1, registro 4 dat.



Ensayo de refracción sísmica. Registros sísmicos. Línea LS 1, registro 5 dat.



Ensayo de refracción sísmica. Línea LS 1, dromocronas.



4. Formulación y ábacos utilizados para análisis geofísico

F

ormu

Las fórmulas empleadas para el presente cálculo, se obtuvieron del
Simposium de autores, Rusos, Japoneses, Europeos y Mexicanos.

lació

RELACIÓN DE POISON

n

$$\mu = \frac{1 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2}{2 - 2 \left(\frac{V_s}{V_p} \right)^2}$$

para

corre

lacio

PESO UNITARIO

nes

$$\delta = 0.01516 V_p^{1/2} + 1.30 \text{ gr / cm}^3$$

MÓDULO DE YOUNG

$$E_{dim} = V_p^3 \delta \frac{(1 + \mu d)(1 - 2\mu d)}{g(1 - \mu d)}$$

MODULO DINAMICO VOLUMÉTRICO

$$K_{dim} = E_{dim} / 3(1 - 2\mu)$$

MÓDULO ESTATICO

$$E_{sta} = \alpha \left(\frac{E_{dinamico}}{E_{dinamico\max}} \right)^\beta \times E_{dinamico}$$

MÓDULO DE DEFORMACIÓN

$$E_{def} = 0.045 \times \text{ModuloEstatico} \times 70$$

MÓDULO DINÁMICO DE CORTE

$$G = \delta \times V_s^2$$

CAPACIDAD DE CARGA SEGÚN MAYERHOFF

$$q_a = \frac{exRp}{40}$$

$$q_a = \frac{1'' \times 4N}{40} = \frac{N}{10}$$

$$N = (0.0284 V_p).$$

Correlaciones Vs - N		
Diferentes autores		
Autor	Fórmula Vs - N SPT	Tipo de suelo
Imai (1977)	$V_s = 91N^{0.337}$	Todo tipo
Imai s(1977)	$V_s = 80.6N^{0.331}$	Arena
Ohta and Goto (1978)	$V_s = 85.35N^{0.348}$	Todo tipo
Seed and Idriss (1981)	$V_s = 61.4N^{0.5}$	Todo tipo
Imai and Tonouchi (1982)	$V_s = 97N^{0.314}$	Todo tipo
Sykora and Stokoe s(1983)	$V_s = 100.5N^{0.29}$	Arena
Okamoto et al. (1989)	$V_s = 125N^{0.3}$	Arena
Lee s (1990)	$V_s = 54.7N^{0.49}$	Arena
Lee l (1990)	$V_s = 106N^{0.32}$	Limo
Iyisan s(1996)	$V_s = 51.5N^{0.516}$	Arena
Pitilakis et al. (1999)	$V_s = 145N^{0.178}$	Arena
Kiku et al. (2001)	$V_s = 68.3N^{0.292}$	Todo tipo
Jafari et al. (2002)	$V_s = 22N^{0.77}$	Arena
JRA l(JAPAN ROAD AS) (2002)	$V_s = 80N^{0.333}$	Todo tipo
Hasancebi and Ulusay (2007)90	$V_s = 99N^{0.309}$	Todo tipo
Hasancebi and Ulusay s (2007)	$V_s = 90.82N^{0.319}$	Arena
Dikmen (2009)	$V_s = 58N^{0.39}$	Todo tipo
Dikmen s (2009)	$V_s = 73N^{0.33}$	Arena
Dikmen l (2009)	$V_s = 60N^{0.36}$	Limo
Perez (2012)	$V_s = 98.69N^{0.321}$	Todo tipo
Kumar (2016)	$V_s = 130 + 7.5N$	Todo tipo
Imai y Yoshimura	$V_s = 76N^{0.33}$	Todo tipo
Fujiwara	$V_s = 92.1N^{0.337}$	Todo tipo

Correlaciones número de golpes (N) - ángulo de fricción (ϕ)		Diferentes autores
Autor	Fórmula ϕ°	Tipo de suelo
MAROMACHI (1974)	$\phi = 17.5 + (3.5N^{0.5})$	Todo tipo
PECK (1975)	$\phi = (0.3 * N)^{0.5} + 27$	Todo tipo
SCHMERTMANN (1975)	$\phi = tg^{-1}\left(\frac{N}{32.5}\right)^{0.34}$	Todo tipo
JRB. JAPAN RAILWAY BUREAU (1977)	$\phi = 0.3N + 27$	Todo tipo
WOLF (1980)	$\phi = 27.1 + 0.3N - 0.00054N^2$	Todo tipo
HATANAKA (1996)	$\phi = \sqrt{20N} + 20$	Todo tipo
JNR. JAPAN NATONAL RAILWAY (2002)	$\phi = 27 + 0.1875N$	Todo tipo
PIETRO DE MARCO (2012)	$\phi = 25 + 0.63N$	Tipo de suelo
KUMAR (2016)	$\phi = 27.12 + 0.2857N$	Tipo de suelo
LIMOS DE PRIKAM	$\phi = tg^{-1} * (11.8E^{-5}G + 0.369)$	Limo

Ábacos (número de golpes, densidad relativa y ángulo de fricción)

Densidad relativa - N (tabla 5.2 Ameratunga, 2016)

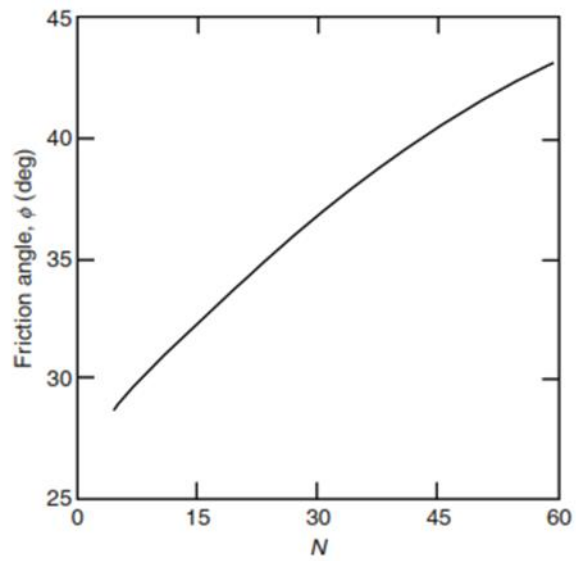
Table 5.2 Borderline values of D_r , N and ϕ' for granular soils

	Very loose	Loose	Medium dense	Dense	Very dense	
	0	15	35	65	85	100
$\#D_r$ (%)						
N_{60}		4	10	30	50	
$\#(N_1)_{60}$		3	8	25	42	
ϕ' (deg)		28	30	36	41	
$\#(N_1)_{60}/D_r^2$			65	59	58	

^{*}Terzaghi and Peck (1948); ^{*}Gibbs and Holtz (1957); ^{**}Skempton (1986); ^{***}Peck et al. (1974)

N – ángulo de fricción (Fig. 4.8 Ameratunga, 2016)

Fig. 4.8 Variation of soil friction angle – Eq. (4.37)



Correlaciones Rhode Island Dept. of Transportation 2010/ Ángel Muelas 2010

CORRELATIONS				
Meyerhoff (1956)				
State of Packing	Relative Density	Standard Penetration Resistance (N)	Static Cone Resistance (q_c)	Angle of Internal Friction (ϕ)
	Percent	Blows / ft	Tsf or kgf/cm^2	Degrees
Very Loose	< 20	< 4	< 20	< 30
Loose	20 – 40	4 – 10	20 – 40	30 – 35
Compact	40 – 60	10 – 30	40 – 120	35 – 40
Dense	60 – 80	30 – 50	120 – 200	40 – 45
Very Dense	> 80	> 50	> 200	> 45

Correlación entre pruebas SPT y valores de resistencia de suelos arenosos.

N (SPT)	Descripción	Valor Cr	Ang. Fricción	E (Kg/cm^2)
0-4	Muy floja	0 - 15	28	100
5-10	Floja	16 - 35	28 - 30	100 - 250
11 - 30	Media	36 - 65	30 - 36	250 - 500
31 - 50	Densa	66 - 85	36- 41	500 - 1000
>50	Muy densa	86 - 100	41	> 1000

E = Módulo de Young

Cr = Compacidad relativa

Comparación de valores

Comparación de correlaciones obtenidas con Meyerhoff

N	10-30	10-30	10-30	30-50	50+
Dr	40-60	40-60	40-60	60-80	80-100
φ Meyerhoff	30-35	35-40	35-40	40-45	45 +
N obtenido	13	17	25	36	50
Dr obtenida	38	46	58	71	85
φ obtenido	31	32	35	38	42

NEC PERFIL D	NEC PERFIL C	N	Su	Vs [m/s]	Perfil
VS 180-360	VS 360-760	13	45	203	D
N 15-50	N >50	17	53	238	D
Su 50-100KPa	Su >100KPa	25	70	294	D
0.5-1 kg/cm2	>1 kg/cm2	36	93	371	C
suelo rigido	muy densos	50	123	455	C

(Nasaji, 2011) $Su = 2.1N + 17.6$

5. Cálculos hidrológicos e hidráulicos

Caudal subcuenca. Área A1-A2-A3 para cuneta de coronación

CALCULO PARA DETERMINAR EL CAUDAL DE APOORTE DEL AREA DE ESTUDIO, MEDIANTE EL METODO RACIONAL

DATOS DE LA SUBCUENCA 1 DEL ÁREA DE ESTUDIO

Area de aportación	<u>ÁREA A1 A2 A3</u>				
Area total de la cuenca	A =	3764.98	m ²	0.38	Ha
Nivel alto de la cuenca	Na =	1693	m		
Nivel bajo de la cuenca	Nb =	1650	m		
Desnivel de la cuenca	H =	43	m		
Longitud de la cuenca	L =	72.3	m	0.07	Km

CALCULOS

$$\text{Caudal } Q = A \times C \times i / 360$$

Caudal que aporta la cuenca Q

Area de la cuenca	A =	0.38	Ha	
Coefficiente de esorrentía	C =	0.41		EMAAP-Q
	i =	82.5	mm/h	INAMHI

$I_{(TR)}$ = intensidad de las lluvias para un periodo de retomo R

$$Q = 0.0354 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Dimensionamiento de cuneta de coronación

Determinación del área del cauce requerida para recibir el aporte calculado mediante la formula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

n = coeficiente de rugosidad (Ven te Chow, área en concreto) 0.016

P = perímetro mojado medido en el plano = 0.50 m

h = Altura del recorrido 1.20 m

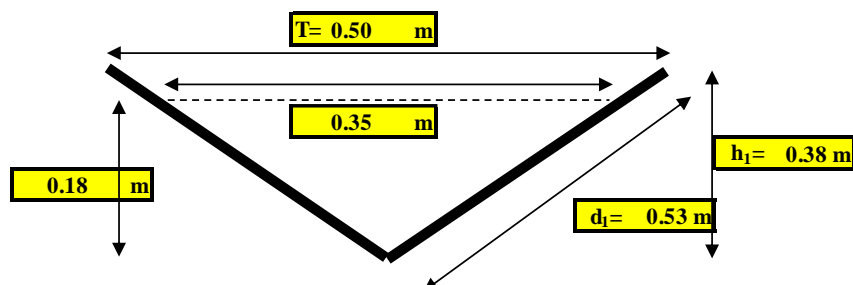
l = longitud del recorrido 20 m

S = pendiente del cauce del canal en el sitio del estudio 0.06

Q = 0.04 m³/seg

A = 0.02 m²

Dimensiones de cuneta requerida:



Caudal subcuenca. Área A1 hasta A5 para cuneta lateral

CALCULO PARA DETERMINAR EL CAUDAL DE APOORTE DEL AREA DE ESTUDIO, MEDIANTE EL METODO RACIONAL

DATOS DE LA CUENCA DEL ÁREA DE ESTUDIO

Area de aportación	<u>ÁREA A1 - A5</u>				
Area total de la cuenca	A =	5097.84	m ²	0.51	Ha
Nivel alto de la cuenca	Na =	1693	m		
Nivel bajo de la cuenca	Nb =	1650	m		
Desnivel de la cuenca	H =	43	m		
Longitud de la cuenca	L =	78.42	m	0.08	Km

CALCULOS

$$\text{Caudal } Q = A \times C \times i / 360$$

Caudal que aporta la cuenca Q

Area de la cuenca	A =	0.51	Ha	
Coefficiente de escorrentía	C =	0.41		EMAAP -Q
	i =	82.5	mm/h	INAMHI

$I_{(TR)}$ = intensidad de las lluvias para un periodo de retorno R

$$Q = 0.0479 \text{ m}^3/\text{seg}$$

Dimensionamiento de cuneta de coronación

Determinación del área del cauce requerida para recibir el aporte calculado mediante la formula de Manning:

$$Q = \frac{1}{n} * A * R^{2/3} * S^{1/2}$$

n = coeficiente de rugosidad (Ven te Chow, área en concreto) 0.016

P = perímetro mojado medido en el plano = 0.57 m

Nivel alto = 1668.50 m.s.n.m Nivel bajo = 1648.89 m.s.n.m

h = Altura del recorrido 1.70 m

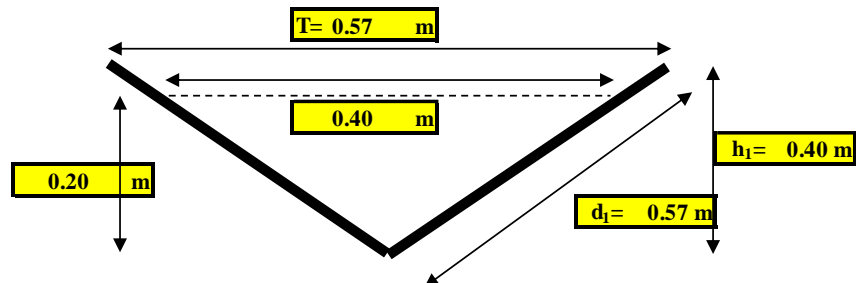
l = longitud del recorrido 25 m

S = pendiente del cauce del canal en el sitio del estudio 0.07

Q = 0.05 m³/seg

A = 0.02 m²

Dimensiones de cuneta requerida:



6. Prediseño del tirante. Parámetros corte directo

Verificación de fuerzas

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

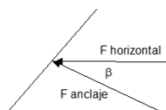
Datos del programa XSTABL

RESULTADOS DEL PROGRAMA XSTABL						
PERFIL	FUERZA PROGRAMA XSTABL [KN/m]	FUERZA PROGRAMA XSTABL [Ton/m]	POSIC. HORIZ. DE FUERZA XSTABL [m]	CENTRO DE CIRCULO COORDENADAS		RADIO [m]
				x	y	
				[m]	[m]	
0+060	86.00	8.77	63.64	15.99	70.87	11.9
0+070	11.00	1.12	61.28	14.96	68.34	11
0+080	92.00	9.38	60.44	15.55	68.97	13.6
0+090	266.00	27.12	58.88	16.73	68.41	14.8
0+100	422.00	43.03	57.78	18.99	68.7	17

Suelo donde se localiza el bulbo de anclaje :
Limo arenoso de alta plasticidad

$$\tau_{ult} = 0.14 \text{ MPa}$$

CALCULO DE LA FUERZA DEL ANCLAJE						
PERFIL	DIÁMETRO DE PERFORACION ϕ_{perf} [m]	LONGITUD BULBO lb [m]	ADHERENCIA BULBO SUELO (τ_{ult}) [MPa]	CARGA ULTIMA Pult [KN]	CARGA SERVICIO Pw [KN]	FUERZA HORIZONTAL FH [KN]
0+060	0.10	4.00	0.14	175.93	100.53	94.47
0+070	0.10	1.00	0.14	43.98	25.13	23.62
0+080	0.10	4.00	0.14	175.93	100.53	94.47
0+090	0.10	6.00	0.14	263.89	150.80	141.70
0+100	0.11	8.00	0.14	401.12	229.21	215.39



$$\beta = 20.00^\circ$$

$$P_{ult} = \pi \cdot \phi_{perf} \cdot lb \cdot \tau_{ult}$$

$$P_w = P_{ult} / 1.75$$

$$FH = \cos \beta \cdot P_w$$

Se determinó que la separación de anclajes sea 2.00 m en sentido horizontal y 2.00 m en la longitud del talud inclinado.

Para determinar la capacidad de carga del anclaje, se determina el valor de adherencia del bulbo en el suelo que se requiere para llevar el anclaje a la carga última de contención, que es: 1.40 la carga necesaria UNE EN 1537

FUERZA CADA METRO LINEAL DE TALUD							
PERFIL	F/metro XSTABL [KN]	F/1.4 XSTABL [KN]	# anclajes c/2m	FUERZA POR ANCLAJE [KN]	F. TOTAL 2 metros [KN]	F/ metro anclaje [KN]	FS
0+060	86.00	61.43	3.00	94.47	283.40	141.70	2.31
0+070	11.00	7.86	1.00	23.62	23.62	11.81	1.50
0+080	92.00	65.71	3.00	94.47	283.40	141.70	2.16
0+090	266.00	190.00	4.00	141.70	566.81	283.40	1.49
0+100	422.00	301.43	4.00	215.39	861.55	430.78	1.43

Como se puede apreciar, se incrementa el diámetro de perforación en la sección 0+100 para lograr contener la carga actuante y obtener una longitud de bulbo razonable.

F/metro XSTABL [KN]	Fuerza c/2 m Fc [KN]	PNd PNd = Fc / #anclaje [KN]
86.00	172.00	57.33
11.00	22.00	22.00
92.00	184.00	61.33
266.00	532.00	133.00
422.00	844.00	211.00

Longitud de bulbo (parámetros corte directo)

DETERMINACION DE LONGITUD DE BULBO DATOS PARA CÁLCULO

Adherencia suelo bulbo

Limo arenoso	Referencia Figura 38	$\tau_{ult} =$	0.14 MPa	14.28 ton/m ²
Limo arenoso	Referencia PTI 2014; FS=2	$\tau_w =$	0.07 MPa	7.14 ton/m ²
Limo arenoso	Referencia Tabla C11.9.4.2-2 AASHTO	$\tau_n =$	0.14 MPa	
Limo arenoso	Referencia ábaco Bustamante & Doix	$q_s =$	0.14 MPa	
Resistencia a la compresión de la lechada		$f'_c =$	14.00 MPa	

Características para el acero

Referencia tabla II, III y anexo 1

ACERO GEWI PLUS	$\phi_T =$	25.00 mm	
	$A_T =$	490.87 mm ²	0.00049 m ²
Perímetro nominal de la sección transversal de anclaje	$U = P_t =$	78.54 mm	0.07854 m
Límite elástico de la barra	$F_{yk} =$	670.00 MPa	
Límite de rotura de la barra	$F_{pk} =$	800.00 MPa	
Carga al límite elástico de la barra	$F_{yk} =$	329.00 KN	33.55 ton
Carga al límite de rotura de la barra	$F_{pk} =$	393.00 KN	40.07 ton
Diámetro de perforación	$\phi_{perf} = \phi_{bb} =$	100.00 mm	0.100 m
Perímetro medio de la sección transversal del bulbo de anclaje	$U_{0.5} = P_{10.5} =$	314.16 mm	0.314 m

CÁLCULOS

FUERZA Y LONGITUD DE BULBO GEOTECNIA				
PERFIL	FUERZA Nominal PNd [KN]	FUERZA ULTIMA Fult = Pult [KN]	FUERZA HORIZONTAL FH = Pw [KN]	LONGITUD BULBO lb [m]
0+060	57.33	165.32	94.47	4.00
0+070	22.00	41.33	23.62	1.00
0+080	61.33	165.32	94.47	4.00
0+090	133.00	247.98	141.70	6.00
0+100	211.00	363.70	207.83	8.00

LONGITUD DE BULBO DIFERENTES FORMULACIONES						
PERFIL	C.G.I. $l_b = \frac{P_{Nd}}{19\phi_T}$ lb [m]	BUSTAMANTE $l_b = \frac{P_{ult}}{\pi * D_e * q_s}$ lb [m]	AASHTO $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * \tau_n}$ lb [m]	PTI 2014 $l_b = \frac{P_w}{\pi * \phi_{nb} * \tau_w}$ lb [m]	PTI 2004 $l_b = \frac{P_{ult}}{\pi * \phi_{nb} * \tau_{ult}}$ lb [m]	DIN 4125 $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * (d+a) * \frac{q_{sik}}{\gamma_s * \xi_1 * \eta_M}}$ lb [m]
0+060	1.21	3.42	1.31	4.30	3.76	1.31
0+070	NO REQUIERE ANCLAJE					
0+080	1.29	3.42	1.41	4.30	3.76	1.41
0+090	2.80	5.13	3.05	6.44	5.64	3.05
0+100	4.44	7.52	4.84	9.45	8.27	4.84

$$D_e = \beta * \phi_{perf}$$

$$\beta = 1.10$$

$$a = 0.03 \text{ m}$$

$$q_s = 170.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\xi_1 = 1.25$$

$$\eta_m = 1.15$$

LONGITUD DE BULBO DIFERENTES FORMULACIONES						
PERFIL	NBR5629 $l_b = \frac{T_{max}}{U_{0.5} * \sigma_z * k_f}$ lb [m]	D.G.C. $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * a_{adm}}$ lb [m]	D.G.C. $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * a_{adm}}$ lb [m]	AS4678 $l_b = \frac{\tau}{N_1 * \phi_n * \phi_b * t_g \phi}$ lb [m]	SABATINI $l_b = \frac{P_{ult}}{Q_{ult}}$ FS lb [m]	COSTA NUNES $l_b = \frac{P_{Nd} * FS}{\pi * q_s * \phi_{perf}}$ lb [m]
0+060	3.99	1.40	1.66	4.32	2.54	1.60
0+070	NO REQUIERE ANCLAJE					
0+080	4.26	1.50	1.77	3.95	2.54	1.74
0+090	5.21	3.26	3.85	5.92	3.82	3.61
0+100	6.55	5.17	6.11	8.68	5.60	5.53

C. Seca

C. Sumergida

N1 = 130.00 KN/m

* Qult tabla XVIII

$\phi_h = 0.90$

Qult = 130.00 KN/m

$\phi_n = 1.00$

* Validación de datos

PERFIL	Media aritmética (\bar{x}) lb [m]	Desviación standard (σ_x) lb [m]	$\bar{x} + \sigma_x$ lb [m]	$\bar{x} - \sigma_x$ lb [m]
0+060	2.40	1.22	3.62	1.17
0+070				
0+080	2.49	1.21	3.70	1.27
0+090	4.20	1.22	5.43	2.98
0+100	6.27	1.58	7.85	4.69

Por lo tanto, se requiere longitudes de bulbo de 4, 6 y 8 metros.

Verificación condiciones de tirante d=25 mm

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

Características para el suelo

Adherencia suelo bulbo

Referencia tabla VII. (FHW A - PTI), también ver figura adherencia limite suelos granulares

Arena gruesa con grava	0.11-0.66
Limo arenoso	0.17-0.41

Resistencia a la compresión de la lechada

$f'c = 14.00 \text{ MPa}$ 143 Kg/cm²

Carga nominal mayor de análisis FSD

$P_{Nd} = 133.00 \text{ KN}$ 13.56 ton

Características para el acero Referencia tabla II, III y anexo I

ACERO GEWI PLUS

$\phi_T = 25.00 \text{ mm}$ 0.02500 m

$A_T = 490.87 \text{ mm}^2$ 0.00049 m²

$P_T = 78.54 \text{ mm}$ 0.07854 m

Límite elástico de la barra

$F_{yk} = 670.00 \text{ MPa}$

Límite de rotura de la barra

$F_{pk} = 800.00 \text{ MPa}$

Carga al límite elástico de la barra

$F_{yk} = 329.00 \text{ KN}$ 33.55 ton

Carga al límite de rotura de la barra

$F_{pk} = 323.00 \text{ KN}$ 32.94 ton

Características perforación

Perforación realizada con perforadora tipo auger

$\phi_{\text{perf}} = 100.00 \text{ mm}$ 0.10000 m

CÁLCULOS

Diámetro de anclaje

$$\phi_T = 1.50 \sqrt{\frac{P_N}{f_{yk}}}$$

$\phi_{\text{min}} = 21.13 \text{ mm}$

CUMPLE

Adherencia tirante - lechada

AASHTO

$$a_{\text{limt}_{\text{max}}} = \frac{0.01012 \sqrt{f'c}}{\phi_T} < 3.5 \text{ MPa}$$

$a_{\text{max}} = 1.51 \text{ MPa}$

$a_{\text{max}} < 3.50 \text{ MPa}$

CUMPLE

EQUILIBRIO LOCAL DEL TIRANTE

Comprobación de la tensión admisible del acero

Se deberá cumplir las condiciones

$$1.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{pk}}{1.30} \quad \begin{matrix} P_{Nd} \text{ carga mayorada} \\ A_T \text{ sección barra} \end{matrix}$$

$$2.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{yk}}{1.15}$$

Condición 1 a rotura

$P_N = 165.64 \text{ KN}$ 16.89 ton

Condición 2 a fluencia

$P_N = 190.72 \text{ KN}$ 19.45 ton

Por lo que la tensión admisible es

$R_d = 165.64 \text{ KN}$ 16.89 ton

Condición para la carga máxima de tensión del análisis FSD

$P_{Nd} = 133.00 \text{ KN}$ 13.56 ton

Cumple con 0.6 Fy

P_{Nd}	\leq	R_d
133.00 KN	\leq	165.64 KN

CUMPLE

0.58 KN/mm² \leq 0.62 KN/mm²

0.58 KN/mm² \leq 0.58 KN/mm²

0.27 KN/mm² \leq 0.62 KN/mm²

0.27 KN/mm² \leq 0.58 KN/mm²

$$A_T = \frac{P_{Nd}}{0.6 * F_{yk}} \leq A_{\text{rescogida}}$$

$A_{TPN} = 474.44 \text{ mm}^2$

CUMPLE

$A_{TPNd} = 330.85 \text{ mm}^2$

CUMPLE

De manera similar se procede con la verificación para la carga Pnd 211 KN.

Verificación condiciones de tirante d=30 mm

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

Características para el suelo

Adherencia suelo bulbo

Referencia tabla VII. (FHWA - PTT), también ver figura adherencia limite suelos granulares

Arena gruesa con grava 0.11-0.66

Limo arenoso 0.17-0.41

$\tau_{ult} = a_{lim} = 0.14 \text{ MPa}$ 14.28 ton/m²

Resistencia a la compresión de la lechada

$f'c = 14.00 \text{ MPa}$ 143 Kg/cm²

Carga nominal mayor de análisis FSD

$P_{Nd} = 211.00 \text{ KN}$ 21.52 ton

Características para el acero Referencia tabla II, III y anexo 1

ACERO GEWI PLUS

$\phi_T = 30.00 \text{ mm}$ 0.03000 m

$A_T = 706.86 \text{ mm}^2$ 0.00071 m²

$P_T = 94.25 \text{ mm}$ 0.09425 m

Límite elástico de la barra

$F_{yk} = 670.00 \text{ MPa}$

Límite de rotura de la barra

$F_{pk} = 800.00 \text{ MPa}$

Carga al límite elástico de la barra

$F_{yk} = 474.00 \text{ KN}$ 48.33 ton

Carga al límite de rotura de la barra

$F_{pk} = 565.00 \text{ KN}$ 57.61 ton

Características perforación

Perforación realizada con perforadora tipo auger

$\phi_{perf} = 100.00 \text{ mm}$ 0.10000 m

CÁLCULOS

Diámetro de anclaje

$$\phi_T = 1.50 \sqrt{\frac{P_N}{f_{yk}}}$$

$\phi_{min} = 26.62 \text{ mm}$

CUMPLE

Adherencia tirante - lechada

AASHTO

$$a_{limt_{max}} = \frac{0.01012 \sqrt{f'c}}{\phi_T} < 3.5 \text{ MPa}$$

$a_{max} = 1.26 \text{ MPa}$ 128.71 ton/m²

$a_{max} < 3.50 \text{ MPa}$ CUMPLE

EQUILIBRIO LOCAL DEL TIRANTE

Comprobación de la tensión admisible del acero

Se deberá cumplir las condiciones

$$1.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{pk}}{1.30} \quad \text{PNd carga mayorada AT sección barra}$$

$$2.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{yk}}{1.15}$$

Condición 1 a rotura

$P_N = 289.74 \text{ KN}$ 29.55 ton

Condición 2 a fluencia

$P_N = 274.78 \text{ KN}$ 28.02 ton

Por lo que la tensión admisible es

$Rd = 274.78 \text{ KN}$ 28.02 ton

Condición para la carga máxima de tensión del análisis FSD

$P_{Nd} = 211.00 \text{ KN}$ 21.52 ton

Cumple con 0.6 Fy

P_{Nd}	\leq	Rd
211.00 KN	\leq	274.78 KN

CUMPLE

0.58 KN/mm² \leq 0.62 KN/mm²

0.58 KN/mm² \leq 0.58 KN/mm²

0.30 KN/mm² \leq 0.62 KN/mm²

0.30 KN/mm² \leq 0.58 KN/mm²

$$A_T = \frac{P_{Nd}}{0.6 * F_{yk}} \leq A_{Tescogida}$$

$A_{TPN} = 683.54 \text{ mm}^2$ CUMPLE

$A_{TPNd} = 524.88 \text{ mm}^2$ CUMPLE

Se requiere de barras diámetro 25 y 30 mm, dependiendo de la carga PNd.

Verificación de las condiciones de adherencia del tirante.

Limitaciones del terreno

Comprobación deslizamiento tirante - lechada

D.G.C. 2004 (1)
$$\frac{P_{Nd}}{P_t * l_b} \leq \frac{a_{lim}}{1.20}$$

D.G.C. 2004 (2)
$$a_{lim} = 6.9 * \sqrt[3]{\left(\frac{f'c}{22.5}\right)^2}$$

P.T.I. 2004
$$a_{lim} = \frac{T_{DIS}}{P_t * l_b}$$

$$a_{lim}(1) : a_{limPTI} \leq a_{lim}(2)$$

PERFIL	FUERZA NOMINAL PNd [KN]	LONGITUD BULBO lb [m]	ADHERENCIA TIRANTE LECHADA D.G.C. (1)	ADHERENCIA TIRANTE LECHADA P.T.I.	ADHERENCIA LIMITE TIRANTE D.G.C. (2)
0+060	57.33	4.00	0.18 MPa	0.15 MPa	4.19 MPa
0+070					
0+080	61.33	4.00	0.20 MPa	0.16 MPa	4.19 MPa
0+090	133.00	6.00	0.28 MPa	0.24 MPa	4.19 MPa
0+100	211.00	8.00	0.34 MPa	0.28 MPa	4.19 MPa

OK

OK

OK

OK

Comprobación deslizamiento bulbo - terreno

D.G.C. 2004

Formulación
$$\frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * l_b} \leq a_{adm}$$

Relaciones empíricas
$$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} ; F_3 = 1.65$$

$a_{lim} =$	0.140 MPa	14.28 ton/m²
$a_{adm} =$	0.085 MPa	8.65 ton/m²

$$a_{adm} \text{ Formulación} \leq a_{adm} \text{ Empírica}$$

PERFIL	FUERZA NOMINAL PNd [KN]	LONGITUD BULBO lb [m]	ADHERENCIA ADMISIBLE Formulación	ADHERENCIA ADMISIBLE Relaciones empíricas
0+060	57.33	4.00	0.036 MPa	0.085 MPa
0+070				
0+080	61.33	4.00	0.039 MPa	0.085 MPa
0+090	133.00	6.00	0.056 MPa	0.085 MPa
0+100	211.00	8.00	0.067 MPa	0.085 MPa

OK

OK

OK

OK

7. Prediseño del tirante. Parámetros geofísica

Verificación de fuerzas.

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

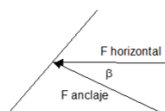
Datos del programa XSTABL

RESULTADOS DEL PROGRAMA XSTABL						
PERFIL	FUERZA PROGRAMA XSTABL [KN/m]	FUERZA PROGRAMA XSTABL [Ton/m]	POSIC. HORIZ. DE FUERZA XSTABL [m]	CENTRO DE CIRCULO COORDENADAS		RADIO [m]
				x [m]	y [m]	
0+060	127.00	12.95	63.64	15.99	70.87	11.9
0+070	107.00	10.91	61.28	14.96	68.34	11
0+080	181.00	18.46	60.44	15.55	68.97	13.6
0+090	235.00	23.96	58.88	16.73	68.41	14.8
0+100	334.00	34.06	57.78	18.99	68.7	17

Suelo donde se localiza el bulbo de anclaje :
Limo arenoso de alta plasticidad

$\tau_{ult} = 0.14 \text{ MPa}$

CALCULO DE LA FUERZA DEL ANCLAJE						
PERFIL	DIÁMETRO DE PERFORACION ϕ_{perf} [m]	LONGITUD BULBO l_b [m]	ADHERENCIA BULBO SUELO (τ_{ult}) [MPa]	CARGA ULTIMA P_{ult} [KN]	CARGA SERVICIO P_w [KN]	FUERZA HORIZONTAL FH [KN]
0+060	0.10	4.00	0.14	175.93	100.53	94.47
0+070	0.10	4.00	0.14	175.93	100.53	94.47
0+080	0.10	6.00	0.14	263.89	150.80	141.70
0+090	0.10	7.00	0.14	307.88	175.93	165.32
0+100	0.10	7.50	0.14	329.87	188.50	177.13



$\beta = 20.00^\circ$

$P_{ult} = \pi \cdot \phi_{perf} \cdot l_b \cdot \tau_{ult}$

$P_w = P_{ult} / 1.75$

$FH = \cos \beta \cdot P_w$

Se determinó que la separación de anclajes sea 2.00 m en sentido horizontal y 2.00 m en la longitud del talud inclinado.
Para determinar la capacidad de carga del anclaje, se determina el valor de adherencia del bulbo en el suelo que se requiere para llevar el anclaje a la carga última de contención, que es: 1.40 la carga necesaria UNE EN 1537

FUERZA CADA METRO LINEAL DE TALUD							
PERFIL	F/metro XSTABL [KN]	F/1.4 XSTABL [KN]	# anclajes c/2m	FUERZA POR ANCLAJE [KN]	F. TOTAL 2 metros [KN]	F/ metro anclaje [KN]	FS
0+060	127.00	90.71	3.00	94.47	283.40	141.70	1.56
0+070	107.00	76.43	3.00	94.47	283.40	141.70	1.85
0+080	181.00	129.29	3.00	141.70	425.11	212.55	1.64
0+090	235.00	167.86	4.00	165.32	661.28	330.64	1.97
0+100	334.00	238.57	4.00	177.13	708.51	354.26	1.48

F/metro XSTABL [KN]	Fuerza c/2 m Fc [KN]	PNd PNd = Fc / #anclaje [KN]
127.00	254.00	84.67
107.00	214.00	71.33
181.00	362.00	120.67
235.00	470.00	117.50
334.00	668.00	167.00

Longitud de bulbo (parámetros geofísica).

DETERMINACION DE LONGITUD DE BULBO

DATOS PARA CÁLCULO

Adherencia suelo bulbo

Limo arenoso	Referencia Figura 38	$\tau_{ult} =$	0.14 MPa	14.28 ton/m ²
Limo arenoso	Referencia PTI 2014; FS=2	$\tau_w =$	0.07 MPa	7.14 ton/m ²
Limo arenoso	Referencia Tabla C11.9.4.2-2 AASHTO	$\tau_n =$	0.14 MPa	
Limo arenoso	Referencia ábaco Bustamante & Doix	$q_s =$	0.14 MPa	
Resistencia a la compresión de la lechada		$f'c =$	14.00 MPa	

Características para el acero

Referencia tabla II, III y anexo 1

ACERO GEWI PLUS	$\phi_T =$	25.00 mm	
	$A_T =$	490.87 mm ²	0.00049 m ²
Perímetro nominal de la sección transversal de anclaje	$U = P_t =$	78.54 mm	0.07854 m
Límite elástico de la barra	$F_{yk} =$	670.00 mm	
Límite de rotura de la barra	$F_{pk} =$	800.00 mm	
Carga al límite elástico de la barra	$F_{yk} =$	329.00 mm	33.55 ton
Carga al límite de rotura de la barra	$F_{pk} =$	393.00 mm	40.07 ton
Diámetro de perforación	$\phi_{perf} = \phi_{hb} =$	110.00 mm	0.110 m
Perímetro medio de la sección transversal del bulbo de anclaje	$U_{0.5} = P_{t0.5} =$	345.58 mm	0.35 mm

CÁLCULOS

FUERZA Y LONGITUD DE BULBO ASUMIDA				
PERFIL	FUERZA Nominal PNd [KN]	FUERZA ULTIMA Fult = P ult [KN]	FUERZA HORIZONTAL FH = Pw [KN]	LONGITUD BULBO lb [m]
0+060	84.67	165.32	94.47	4.00
0+070	71.33	165.32	94.47	4.00
0+080	120.67	247.98	141.70	6.00
0+090	117.50	289.31	165.32	7.00
0+100	167.00	309.97	177.13	7.50

LONGITUD DE BULBO DIFERENTES FORMULACIONES						
PERFIL	C.G.I. $l_b = \frac{P_{Nd}}{19\phi_T}$ lb [m]	BUSTAMANTE $l_b = \frac{P_{ult}}{\pi * D_e * q_s}$ lb [m]	AASHTO $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * \tau_n}$ lb [m]	PTI 2014 $l_b = \frac{P_w}{\pi * \phi_{nb} * \tau_w}$ lb [m]	PTI 2004 $l_b = \frac{P_{ult}}{\pi * \phi_{nb} * \tau_{ult}}$ lb [m]	DIN 4125 $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * (d+a) * \frac{q_{s1k}}{\gamma_s * \xi_1 * \eta_M}}$ lb [m]
0+060	1.78	3.11	1.76	3.91	3.42	1.94
0+070	1.50	3.11	1.49	3.91	3.42	1.64
0+080	2.54	4.66	2.51	5.86	5.13	2.77
0+090	2.47	5.44	2.45	6.83	5.98	2.69
0+100	3.52	5.82	3.48	7.32	6.41	3.83

$$D_e = \beta * \phi_{perf}$$

$$\beta = 1.10$$

$$a = 0.03 \text{ m}$$

$$q_s = 170.00 \text{ KN/m}^2$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$\xi_1 = 1.25$$

$$\eta_m = 1.15$$

LONGITUD DE BULBO DIFERENTES FORMULACIONES						
PERFIL	NBR5629 $l_b = \frac{T_{max}}{U_{0.5} * \sigma_z * k_f}$ lb [m]	D.G.C. $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * a_{adm}}$ lb [m]	D.G.C. $l_b = \frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * a_{adm}}$ lb [m]	AS4678 $l_b = \frac{\tau}{N_1 * \phi_n * \phi_b * t_{g\theta}}$ lb [m]	SABATINI $l_b = \frac{P_{ult}}{Q_{ult}} * 2$ lb [m]	COSTA NUNES $l_b = \frac{P_{Nd} * FS}{\pi * q_s * \phi_{perf}}$ lb [m]
0+060	3.84	1.75	3.06	1.59	2.54	1.88
0+070	4.12	1.47	2.58	1.45	2.54	1.64
0+080	6.16	2.49	4.36	2.18	3.82	2.77
0+090	5.81	2.13	3.78	2.55	4.45	2.42
0+100	5.33	2.68	4.83	2.73	4.77	3.17

C. Seca

C. Sumergida

N1 =130.00 KN/m

$\phi_b = 0.90$

$\phi_n = 1.00$

* Qult tabla XVIII

Qult =130.00 KN/m

* Validación de datos

PERFIL	Media aritmética (\bar{x}) lb [m]	Desviación standard (σ_x) lb [m]	$\bar{x} + \sigma_x$ lb [m]	$\bar{x} - \sigma_x$ lb [m]
0+060	2.65	0.86	3.51	1.78
0+070	2.49	1.02	3.50	1.47
0+080	3.92	1.40	5.32	2.53
0+090	4.00	1.73	5.73	2.27
0+100	4.64	1.47	6.11	3.17

Por lo tanto, se requiere longitudes de bulbo entre 4 y 6 metros.

Verificación condiciones de tirante d=25 mm

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

Características para el suelo

Adherencia suelo bulbo

Referencia tabla VII. (FHWA - PTI), también ver figura adherencia limite suelos granulares

Arena gruesa con grava	0.11-0.66
Limo arenoso	0.17-0.41

$\tau_{ult} = a \text{ lim}$	0.14 MPa	14.28 ton/m²
------------------------------	----------	--------------

Resistencia a la compresión de la lechada

$f'c =$	14.00 MPa	143 Kg/cm²
---------	-----------	------------

Carga nominal mayor de análisis FSD

$P_{Nd} =$	120.67 KN	12.30 ton
------------	------------------	-----------

Características para el acero

Referencia tabla II, III y anexo 1

ACERO GEWI PLUS

$\phi_T =$	25.00 mm	0.02500 m
------------	----------	-----------

$A_T =$	490.87 mm²	0.00049 m²
---------	------------	------------

$P_T =$	78.54 mm	0.07854 m
---------	----------	-----------

Límite elástico de la barra

$F_{yk} =$	670.00 MPa	
------------	------------	--

Límite de rotura de la barra

$F_{pk} =$	800.00 MPa	
------------	------------	--

Carga al límite elástico de la barra

$F_{yk} =$	329.00 KN	33.55 ton
------------	-----------	-----------

Carga al límite de rotura de la barra

$F_{pk} =$	323.00 KN	32.94 ton
------------	-----------	-----------

Características perforación

Perforación realizada con perforadora tipo auger

$\phi_{perf} =$	110.00 mm	0.11000 m
-----------------	-----------	-----------

CÁLCULOS

Diámetro de anclaje $\phi_T = 1.50 \sqrt{\frac{P_N}{f_{yk}}}$

$\phi_{Tmin} =$	20.13 mm	CUMPLE
-----------------	----------	--------

Adherencia tirante - lechada

AASHTO $alimt_{max} = \frac{0.01012\sqrt{f'c}}{\phi_T} < 3.5 \text{ MPa}$

$a_{max} =$	1.51 MPa	154.45 ton/m²
	$a_{max} < 3.50 \text{ MPa}$	CUMPLE

EQUILIBRIO LOCAL DEL TIRANTE

Comprobación de la tensión admisible del acero

Se deberá cumplir las condiciones

$$1.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{pk}}{1.30} \quad \text{PNd carga mayorada} \\ \text{AT sección barra}$$

$$2.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{yk}}{1.15}$$

Condición 1 a rotura

$P_N =$	165.64 KN	16.89 ton
---------	-----------	-----------

Condición 2 a fluencia

$P_N =$	190.72 KN	19.45 ton
---------	-----------	-----------

Por lo que la tensión admisible es

$Rd =$	165.64 KN	16.89 ton
--------	-----------	-----------

Condición para la carga máxima de tensión del análisis FSD

$P_{Nd} =$	120.67 KN	12.30 ton
------------	------------------	-----------

P_{Nd}	\leq	Rd
120.67 KN	\leq	165.64 KN

CUMPLE

0.58 KN/mm²	\leq	0.62 KN/mm²
-------------	--------	-------------

0.58 KN/mm²	\leq	0.58 KN/mm²
-------------	--------	-------------

0.25 KN/mm²	\leq	0.62 KN/mm²
-------------	--------	-------------

0.25 KN/mm²	\leq	0.58 KN/mm²
-------------	--------	-------------

Comprobación de la sección

$$A_T = \frac{P_{Nd}}{0.6 * F_{yk}} \leq A_{Tescogida}$$

$A_{TPN} =$	474.44 mm²	CUMPLE
-------------	------------	--------

$A_{TPNd} =$	300.17 mm²	CUMPLE
--------------	------------	--------

De manera similar se procede con la verificación para la carga Pnd 167 KN:

Verificación condiciones de tirante d=28mm

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

Características para el suelo

Adherencia suelo bulbo

Referencia tabla VII. (FHWA - PTI), también ver figura adherencia límite suelos granulares

Arena gruesa con grava	0.11-0.66
Limo arenoso	0.17-0.41

Resistencia a la compresión de la lechada

$f'c = 14.00 \text{ MPa}$ 143 Kg/cm²

Carga nominal mayor de análisis FSD

$P_{Nd} = 167.00 \text{ KN}$ 17.03 ton

Características para el acero

Referencia tabla II, III y anexo 1

ACERO GEWI PLUS

$\phi_T = 28.00 \text{ mm}$ 0.02800 m

$A_T = 615.75 \text{ mm}^2$ 0.00062 m²

$P_T = 87.96 \text{ mm}$ 0.08796 m

Límite elástico de la barra

$F_{yk} = 670.00 \text{ MPa}$

Límite de rotura de la barra

$F_{pk} = 800.00 \text{ MPa}$

Carga al límite elástico de la barra

$F_{yk} = 413.00 \text{ KN}$ 42.11 ton

Carga al límite de rotura de la barra

$F_{pk} = 493.00 \text{ KN}$ 50.27 ton

Características perforación

Perforación realizada con perforadora tipo auger

$\phi_{\text{perf}} = 110.00 \text{ mm}$ 0.11000 m

CÁLCULOS

Diámetro de anclaje

$$\phi_T = 1.50 \sqrt{\frac{P_N}{f_{yk}}}$$

$\phi_{\text{ancl}} = 23.68 \text{ mm}$

CUMPLE

Adherencia tirante - lechada

AASHTO

$$a_{\text{limt}_{\text{max}}} = \frac{0.01012 \sqrt{f'c}}{\phi_T} < 3.5 \text{ MPa}$$

$a_{\text{max}} = 1.35 \text{ MPa}$ 137.90 ton/m²
amax < 3.50 MPa CUMPLE

EQUILIBRIO LOCAL DEL TIRANTE

Comprobación de la tensión admisible del acero

Se deberá cumplir las condiciones

$$1.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{pk}}{1.30} \quad \text{PNd carga mayorada}$$

AT sección barra

$$2.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{yk}}{1.15}$$

Condición 1 a rotura

$P_N = 252.82 \text{ KN}$ 25.78 ton

Condición 2 a fluencia

$P_N = 239.42 \text{ KN}$ 24.41 ton

Por lo que la tensión admisible es

$R_d = 239.42 \text{ KN}$ 24.41 ton

Condición para la carga máxima de tensión del análisis FSD

$P_{Nd} = 167.00 \text{ KN}$ 17.03 ton

P_{Nd}	\leq	R_d
167.00 KN	\leq	239.42 KN

CUMPLE

0.58 KN/mm² \leq 0.62 KN/mm²

0.58 KN/mm² \leq 0.58 KN/mm²

0.27 KN/mm² \leq 0.62 KN/mm²

0.27 KN/mm² \leq 0.58 KN/mm²

Comprobación de la sección

$$A_T = \frac{P_{Nd}}{0.6 * F_{yk}} \leq A_{\text{Tescogida}}$$

$A_{T-PN} = 595.57 \text{ mm}^2$

CUMPLE

$A_{T-PNd} = 415.42 \text{ mm}^2$

CUMPLE

Se requiere de barras diámetro 25 y 28 mm, dependiendo de la carga PNd.

Verificación de condiciones de adherencia del tirante

Limitaciones del terreno

Comprobación deslizamiento tirante - lechada

D.G.C. 2004 (1)	$\frac{P_{Nd}}{P_t * l_b} \leq \frac{a_{lim}}{1.20}$				
D.G.C. 2004 (2)	$a_{lim} = 6.9 * \sqrt[3]{\left(\frac{f'c}{22.5}\right)^2}$	<table border="1"> <tr> <td>a_{lim} =</td> <td>5.03 MPa</td> <td>512.81 ton/m²</td> </tr> </table>	a _{lim} =	5.03 MPa	512.81 ton/m²
a _{lim} =	5.03 MPa	512.81 ton/m²			
P.T.I. 2004	$a_{lim} = \frac{T_{DIS}}{P_t * l_b}$	<table border="1"> <tr> <td>a_{lim} =</td> <td>0.24 MPa</td> <td>24.54 ton/m²</td> </tr> </table>	a _{lim} =	0.24 MPa	24.54 ton/m²
a _{lim} =	0.24 MPa	24.54 ton/m²			
<table border="1" style="width: 100%;"> <tr> <td>a_{lim} (1) ; a_{lim} P.T.I.</td> <td style="text-align: center;">≤</td> <td>a_{lim} (2)</td> </tr> </table>			a _{lim} (1) ; a _{lim} P.T.I.	≤	a _{lim} (2)
a _{lim} (1) ; a _{lim} P.T.I.	≤	a _{lim} (2)			

PERFIL	FUERZA Nominal PNd [KN]	LONGITUD BULBO lb [m]	ADHERENCIA TIRANTE LECHADA D.G.C. (1)	ADHERENCIA TIRANTE LECHADA P.T.I.	ADHERENCIA LIMITE TIRANTE D.G.C. (2)
0+060	84.67	4.00	0.29 MPa	0.24 MPa	4.19 MPa
0+070	71.33	4.00	0.24 MPa	0.20 MPa	4.19 MPa
0+080	120.67	6.00	0.27 MPa	0.23 MPa	4.19 MPa
0+090	117.50	7.00	0.23 MPa	0.19 MPa	4.19 MPa
0+100	167.00	7.50	0.30 MPa	0.25 MPa	4.19 MPa

OK
OK
OK
OK
OK

Comprobación deslizamiento bulbo - terreno

D.G.C. 2004

Formulación	$\frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * l_b} \leq a_{adm}$							
Relaciones empíricas	$a_{adm} = \frac{a_{lim}}{F_3} ; F_3 = 1.65$	<table border="1"> <tr> <td>a_{lim} =</td> <td>0.140 MPa</td> <td>14.28 ton/m²</td> </tr> <tr> <td>a_{adm} =</td> <td>0.085 MPa</td> <td>8.65 ton/m²</td> </tr> </table>	a _{lim} =	0.140 MPa	14.28 ton/m²	a _{adm} =	0.085 MPa	8.65 ton/m²
a _{lim} =	0.140 MPa	14.28 ton/m²						
a _{adm} =	0.085 MPa	8.65 ton/m²						

a _{adm} Formulación	≤	a _{adm} Empírica
------------------------------	---	---------------------------

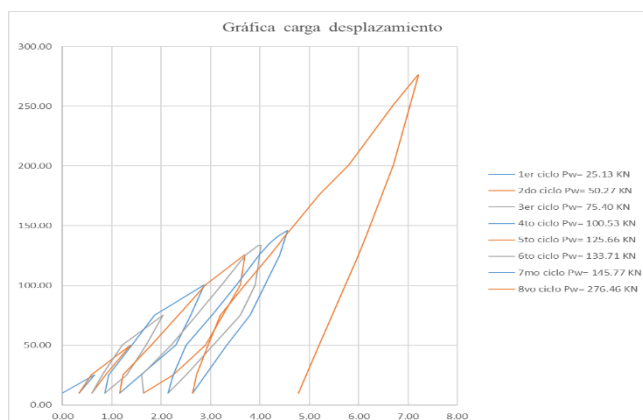
PERFIL	FUERZA Nominal PNd [KN]	LONGITUD BULBO lb [m]	ADHERENCIA ADMISIBLE Formulación	ADHERENCIA ADMISIBLE Relaciones empíricas
0+060	84.67	4.00	0.050 MPa	0.085 MPa
0+070	71.33	4.00	0.042 MPa	0.085 MPa
0+080	120.67	6.00	0.047 MPa	0.085 MPa
0+090	117.50	7.00	0.040 MPa	0.085 MPa
0+100	167.00	7.50	0.053 MPa	0.085 MPa

OK
OK
OK
OK
OK

8. Registros de prueba de carga

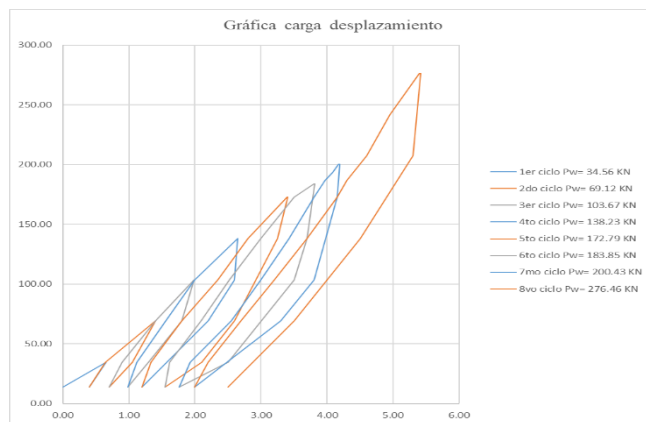
Anclajes con longitud de bulbo de 4 metros

REPORTE DE PRUEBA DE CARGA										
PROYECTO: ESTABILIZACIÓN TALUD SANTA ANA										
CLIENTE:										
CONTRATISTA:										
CARACTERÍSTICAS DEL PERNO DE ANCLAJE										
TIPO: ANCLAJE ACTIVO PERMANENTE			No. de anclaje: A		INCLINACIÓN:		As= 804.00 mm²		INYECCIÓN / RESISTENCIA:	
BARRA HELICOIDAL R 32 GEWI			Diámetro perf. (Φ _{per}) 100.00 mm		10 ° ángulo con horizontal		Es= 2.05E+08 KPa		7 días 120 Kg/cm²	
CARGAS	Longitud libre (li)	5.00 m	Carga última (P _{ult}) 175.93 KN		Carga de prueba (P _p) 133.71 KN		Carga de fluencia (F _{yk}) 402.00 KN		Alcanza Pp OK	
	Longitud de bulbo (lb)	4.00 m	Carga de servicio (P _s) 100.53 KN		Carga alineación (P _a) 13.37 KN		Carga límite (P _{lim}) 361.80 KN		Verifica fluencia OK	
	Longitud total (lt)	9.00 m	Carga de lock off (P _{lo}) 110.58 KN		Pp/Pw 1.33				Prueba de investigación OK	
CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO										
Cangzhou Zhulong Engineering Instrument Co., Ltd. Gato hidráulico tipo ML-300 carrera 60 mm, presión de trabajo 52 Mpa - 300 KN										
ENSAYO										
Ciclo	% de carga	Carga [KN]	δ _{tot} [mm]	δ _{res} [mm]	δ _{elas} [mm]	$L_{app\ inf} \leq L_{app} \leq L_{app\ sup}$				
0	Pa= 0.10	10.05	0.00	0		<div>Lapp sup= 7.00 m</div>		$L_{app} = l_i + 0.50 l_b$		
1	0.25	25.13	0.65		0.33	<div>Lapp sup= 5.50 m</div>		$L_{app} = 1.10 * l_i$		
2	Pa= 0.10	10.05		0.32		<div>Lapp sup= 7.00 m</div>		$L_{app} = 0.80 * l_i$		
	0.5	50.27	1.38		1.11	<div>Lapp inf= 4.00 m</div>		$L_{app} = \frac{(A_T * E_s * \Delta_s)}{\Delta P}$		
3	Pa= 0.10	10.05		0.27		<div>Lapp= 5.29 m</div>				
	0.75	75.40	2.04		1.78					
4	Pa= 0.10	10.05		0.26						
	1	100.53	2.87		2.57					
5	Pa= 0.10	10.05		0.30						
	1.25	125.66	3.68		3.21					
6	Pa= 0.10	10.05		0.48						
	Pp= 1.33	133.71	3.97		3.86					
7	Pa= 0.10	10.05		0.16						
	1.45	145.77	4.55		4.46					
8	Pa= 0.10	10.05		0.10						
	2.75	276.46	7.2							
	Pa= 0.10	10.05	2.5	2.14	5.07					
			7.2		5.07					



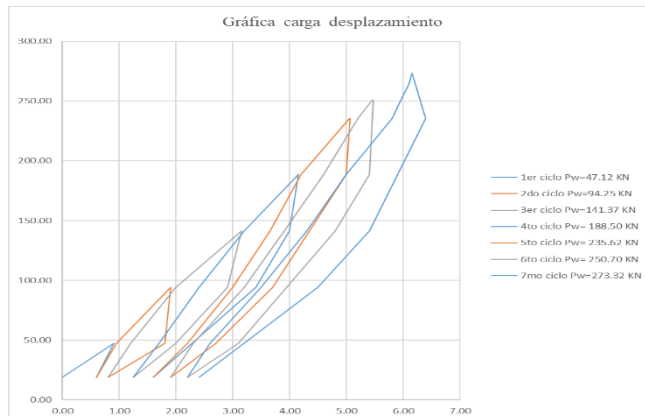
Anclajes con longitud de bulbo de 5.5 metros

REPORTE DE PRUEBA DE CARGA										
PROYECTO: ESTABILIZACIÓN TALUD SANTA ANA										
CLIENTE:										
CONTRATISTA:										
CARACTERÍSTICAS DEL PERNO DE ANCLAJE										
TIPO: ANCLAJE ACTIVO PERMANENTE		No. de anclaje: B		INCLINACIÓN:		As= 804.00 mm²		INYECCIÓN / RESISTENCIA:		
BARRA HELICOIDAL R 32 GEWI		Diámetro perf. (Φ _{perf}) 100.00 mm		10 ° ángulo con horizontal		Es= 2.05E+08 KPa		7 días 120 Kg/cm²		
CARGAS	Longitud libre (ll)	3.50 m	Carga última (P _{ult})	241.90 KN	Carga de prueba (P _p)	183.85 KN	Carga de fluencia (F _{yk})	402.00 KN	Alcanza Pp	OK
	Longitud de bulbo (lb)	5.50 m	Carga de servicio (P _s)	138.23 KN	Carga alineación (P _a)	18.38 KN	Carga límite (P _{lim})	361.80 KN	Verifica fluencia	OK
	Longitud total (lt)	9.00 m	Carga de lock off (P _{lo})	152.05 KN	Pp/Pw	1.33			Prueba de investigación	OK
CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO										
Cangzhou Zhulong Engineering Instrument Co., Ltd. Gato hidráulico tipo ML-300 carrera 60 mm, presión de trabajo 52 Mpa - 300 KN										
ENSAYO										
Ciclo	% de carga	Carga [KN]	δ tot [mm]	δ res [mm]	δ elas [mm]					
0	Pa= 0.10	13.82	0.00	0						
1	0.25	34.56	0.65		0.4					
2	Pa= 0.10	13.82		0.25						
	0.5	69.12	1.40		1.1					
3	Pa= 0.10	13.82		0.30						
	0.75	103.67	1.99		1.71					
4	Pa= 0.10	13.82		0.28						
	1	138.23	2.65		2.43					
5	Pa= 0.10	13.82		0.22						
	1.25	172.79	3.40		3.06					
6	Pa= 0.10	13.82		0.35						
	Pp= 1.33	183.85	3.80		3.60					
7	Pa= 0.10	13.82		0.21						
	1.45	200.43	4.17		4.17					
8	Pa= 0.10	13.82								
	2	276.46	5.4							
		276.46	5.42		5.12					
	Pa= 0.10	13.82		0.30						
			5.42	5.12						



Anclajes con longitud de bulbo de 7.5 metros.

REPORTE DE PRUEBA DE CARGA										
PROYECTO: ESTABILIZACIÓN TALUD SANTA ANA										
CLIENTE:										
CONTRATISTA:										
CARACTERÍSTICAS DEL PERNO DE ANCLAJE										
TIPO: ANCLAJE ACTIVO PERMANENTE			No. de anclaje: C		INCLINACIÓN:		As= 804.00 mm²		INYECCIÓN / RESISTENCIA:	
BARRA HELICOIDAL R 32 GEWI			Diámetro perf. (φ _{per}) 100.00 mm		10 ° ángulo con horizontal		Es= 2.05E+08 KPa		7 días 120 Kg/cm²	
CARGAS	Longitud libre (l)	3.50 m	Carga última (P _{ult}) 329.87 KN		Carga de prueba (P _p) 250.70 KN		Carga de fluencia (F _{yk}) 402.00 KN		Alcanza Pp OK	
	Longitud de bulbo (lb)	7.50 m	Carga de servicio (P _w) 188.50 KN		Carga alineación (P _a) 25.07 KN		Carga límite (P _{lim}) 361.80 KN		Verifica fluencia OK	
	Longitud total (lt)	11.00 m	Carga de lock off (P _{lo}) 207.35 KN		Pp/Pw 1.33				Prueba de investigación OK	
CARACTERÍSTICAS DEL EQUIPO										
Cangzhou Zhulong Engineering Instrument Co., Ltd. Gato hidráulico tipo ML-300 carrera 60 mm, presión de trabajo 52 Mpa - 300 KN										
ENSAYO										
Ciclo	% de carga	Carga [KN]	δ _{tot} [mm]	δ _{res} [mm]	δ _{elas} [mm]	<div><div><div><div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div></div></div><div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div></div></div><div><div><div></div></div></div><div><div><div></div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div> <div><div><div></div></div></div>				



9. Verificación de condiciones de adherencia del tirante de construcción

CÁLCULO PARA DEFINIR LAS DIMENSIONES DEL ANCLAJE

DATOS PARA CÁLCULO

Características para el suelo

Adherencia suelo bulbo

	$\tau_{ult} =$	0.22 MPa	22.43 ton/m ²
Resistencia a la compresión de la lechada	$f'c =$	14.00 MPa	143 Kg/cm ²
Carga nominal mayor de análisis FSD	$P_{Nd} =$	195.00 KN	19.88 ton

Características para el acero

Referencia tabla II, III y anexo 1	ACERO GEWI PLUS	$\phi_T =$	30.00 mm	0.03000 m
		$A_T =$	706.86 mm ²	0.00071 m ²
		$P_T =$	94.25 mm	0.09425 m
Límite elástico de la barra		$F_{yk} =$	670.00 MPa	
Límite de rotura de la barra		$F_{pk} =$	800.00 MPa	
Carga al límite elástico de la barra		$F_{yk} =$	474.00 KN	48.33 ton
Carga al límite de rotura de la barra		$F_{pk} =$	565.00 KN	57.61 ton

Características perforación

Perforación realizada con perforadora tipo auger	$\phi_{perf} =$	100.00 mm	0.10000 m
--	-----------------	-----------	-----------

CÁLCULOS

Diámetro de anclaje	$\phi_T = 1.50 \sqrt{\frac{P_N}{f_{yk}}}$	$\phi_{min} =$	25.59 mm	CUMPLE
---------------------	---	----------------	----------	--------

Adherencia tirante - lechada

AASHTO	$\alpha_{limt_{max}} = \frac{0.01012\sqrt{f'c}}{\phi_T} < 3.5 \text{ MPa}$	$\alpha_{max} =$	1.26 MPa	128.71 ton/m ²
			$\alpha_{max} < 3.50 \text{ MPa}$	CUMPLE

EQUILIBRIO LOCAL DEL TIRANTE

Comprobación de la tensión admisible del acero

Se deberá cumplir las condiciones

$$1.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{pk}}{1.30} \quad \text{PNd carga mayorada AT sección barra} \quad 2.- \frac{P_{Nd}}{A_T} \leq \frac{F_{yk}}{1.15}$$

Condición 1 a rotura	$P_N =$	289.74 KN	29.55 ton
Condición 2 a fluencia	$P_N =$	274.78 KN	28.02 ton
Por lo que la tensión admisible es	$R_d =$	274.78 KN	28.02 ton
Condición para la carga máxima de tensión del análisis FSD	$P_{Nd} =$	222.67 KN	22.71 ton

Cumple con 0.6*Fy

P_{Nd}	\leq	R_d
222.67 KN	\leq	274.78 KN

CUMPLE

0.58 KN/mm ²	\leq	0.62 KN/mm ²
-------------------------	--------	-------------------------

0.58 KN/mm ²	\leq	0.58 KN/mm ²
-------------------------	--------	-------------------------

0.32 KN/mm ²	\leq	0.62 KN/mm ²
-------------------------	--------	-------------------------

0.32 KN/mm ²	\leq	0.58 KN/mm ²
-------------------------	--------	-------------------------

Comprobación de la sección

$$A_T = \frac{P_{Nd}}{0.6 * F_{yk}} \leq A_{Tescogida}$$

$A_{TPN} =$	683.54 mm ²	CUMPLE
-------------	------------------------	--------

$A_{TPNd} =$	553.91 mm ²	CUMPLE
--------------	------------------------	--------

Limitaciones del terreno

Comprobación deslizamiento tirante - lechada

D.G.C. 2004 (1)
$$\frac{P_{Nd}}{P_t * l_b} \leq \frac{a_{lim}}{1.20}$$

D.G.C. 2004 (2)
$$a_{lim} = 6.9 * \sqrt[3]{\left(\frac{f'c}{22.5}\right)^2}$$

P.T.L 2004
$$a_{lim} = \frac{T_{DIS}}{P_t * l_b}$$

$a_{lim}(1) ; a_{limPTL}$	\leq	$a_{lim}(2)$
---------------------------	--------	--------------

PERFIL	FUERZA P_{Nd} [KN]	LONGITUD BULBO l_b [m]	ADHERENCIA TIRANTE LECHADA D.G.C. (1)	ADHERENCIA TIRANTE LECHADA P.T.L	ADHERENCIA LIMITE TIRANTE D.G.C. (2)
0+060	195.00	5.00	0.50 MPa	0.39 MPa	4.19 MPa
0+070	195.00	5.00	0.50 MPa	0.39 MPa	4.19 MPa
0+080	195.00	5.00	0.50 MPa	0.55 MPa	4.19 MPa
0+090	195.00	5.00	0.50 MPa	0.55 MPa	4.19 MPa
0+100	195.00	5.00	0.50 MPa	0.55 MPa	4.19 MPa

OK
OK
OK
OK
OK

Comprobación deslizamiento bulbo - terreno

D.G.C. 2004

Formulación
$$\frac{P_{Nd}}{\pi * \phi_{nb} * l_b} \leq a_{adm}$$

a_{adm} Formulación	\leq	a_{adm} Empírica
-----------------------	--------	--------------------

PERFIL	FUERZA HORIZONTAL F_{hu} [KN]	LONGITUD BULBO l_b [m]	ADHERENCIA ADMISIBLE Formulación	ADHERENCIA ADMISIBLE Real
0+060	195.00	5.00	0.099 MPa	0.220 MPa
0+070	195.00	5.00	0.099 MPa	0.220 MPa
0+080	195.00	5.00	0.099 MPa	0.220 MPa
0+090	195.00	5.00	0.099 MPa	0.220 MPa
0+100	195.00	5.00	0.099 MPa	0.220 MPa

OK
OK
OK
OK
OK

El anclaje con longitud de bulbo 5.0 m, satisface las condiciones de adherencia.

10. Cálculo de la pantalla

ARMADURA DE LA PANTALLA DATOS PARA CÁLCULO

Factor de reducción	$\phi =$	0.90
Ancho de la viga equivalente	B =	100.00 cm
Altura de la viga equivalente	h =	25.00 cm
Recubrimiento mínimo	r =	7.50 cm
Peralte de la viga (h-r)	d =	17.50 cm
Resistencia del hormigón	f'c =	280 Kg/cm²
Momento último	Mu (±) =	8.46 ton*m
Factor de relación profundidad de bloque rectangular equivalente de esfuerzos de compresión con la profundidad del eje neutro	$\beta_1 =$	0.8
Fluencia del acero		Fy = 4200 Kg/cm² Fy = 5000 Kg/cm²
Módulo elasticidad del acero	Es =	200,055.66 MPa

CÁLCULO

$$w = \frac{1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 * M_u}{\phi * b * d^2 * f'c}}}{1.18}$$

w =	0.1179	w = 0.1179
-----	--------	------------

$$\rho = w \frac{f'c}{F_y}$$

$\rho =$	0.0079	$\rho = 0.0066$
----------	--------	-----------------

$\rho_{min} =$	0.0018	0.0018
----------------	--------	--------

$$\rho_b = 0.85 * \beta_1 * \frac{f'c}{F_y} * \frac{6100}{6100 + F_y}$$

$\rho_b =$	0.0268	0.0209
------------	--------	--------

Se escoge el valor de ρ

$\rho =$	0.0079	$\rho = 0.0066$
----------	--------	-----------------

$$\rho_{max} = 0.75\rho_b$$

$\rho_{max} =$	0.0201	0.0157
----------------	--------	--------

$\rho_{min} < \rho < \rho_{max}$		
0.0079	0.0201	0.0044 < 0.0167
CUMPLE	CUMPLE	CUMPLE

Acero de refuerzo M (+) y M (-) Fy = 412.02 Mpa

As =	13.75 cm²	As = 11.55 cm²
------	-----------	----------------

Acero de refuerzo por metro de ancho

Fy = 4200 Kg/cm²

As / m =	13.75 cm²
----------	-----------

Acero de refuerzo por metro de ancho

Fy = 5000 Kg/cm²

As / m =	11.55 cm²
----------	-----------

Doble malla ARMEX R 636

9mm*100mm*100mm

As malla / m =	12.72 cm²
----------------	-----------

REVISIÓN A CORTANTE

DATOS PARA CÁLCULO

Resistencia del hormigón $f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$ 27.47 MPa

CÁLCULO

Cortante último	$V_u = V / \phi b d$	$V_u =$	9.04 ton
Factor de reducción		$\phi =$	0.85
Ancho de la viga equivalente		$B =$	100.00 cm
Altura de la viga equivalente		$h =$	25.00 cm
Recubrimiento mínimo		$r =$	7.50 cm
Peralte de la viga (h-r)		$d =$	17.50 cm
Esfuerzo cortante último	$\vartheta_u = \frac{V_u}{b d}$	$\vartheta_u =$	5.17 Kg/cm ²
	$\lambda_s = \sqrt{\frac{2}{(1 + 0.004d)}} \leq 1.0$	$\lambda_s =$	1.37 asumo = 1.0
Esfuerzo admisible cortante	$\vartheta_c = 0.53 * \lambda_s * \sqrt{f'c}$	$\vartheta_c =$	8.87 Kg/cm ²
		$\vartheta_u < \vartheta_c$	5.17 Kg/cm ² 8.87 Kg/cm ²
			CUMPLE

REVISIÓN A PUNZONAMIENTO

DATOS PARA CÁLCULO

Ancho del bloque	b =	100.00 cm
Altura de la losa	h =	25.00 cm
Ancho efectivo	b+h	125.00 cm
Perímetro efectivo	p =	500.00 cm
Carga de punzonamiento = carga de anclaje	Vp =	20.00 ton

CÁLCULO

Carga última	Vpu =	20.00 ton
Factor de reducción	ϕ =	0.75

Esfuerzo de punzonamiento	$v_{pl u} =$	8.87 Kg/cm ²
---------------------------	--------------	-------------------------

Esfuerzo admisible punzonamiento	$v_{pl c} =$	11.53 Kg/cm ²
----------------------------------	--------------	--------------------------

$v_{pl u} < v_{pl c}$
8.87 Kg/cm ² 11.53 Kg/cm ²

CUMPLE

Carga de anclaje	Fd =	196.14 KN
------------------	------	-----------

Área de bloque	A1 =	1.00 m ²
----------------	------	---------------------

Área de cono de influencia	A2 =	9.00 m ²
----------------------------	------	---------------------

Carga última	$F_{rdu} = A_1 * 0.85 * 0.70 * f'c \sqrt{\left(\frac{A_2}{A_1}\right)}$	Frd u =	49,030.38 KN
--------------	---	---------	--------------

Carga máxima	$F_{max} = 3.3 * 0.85 * 0.70 * f'c * A_1$	Fmax =	53,933.42 KN
--------------	---	--------	--------------

EC-2 5.4.8.1

$F_d < F_{rdu} < F_{max}$
196.14 KN 49,030.38 KN 53,933.42 KN
CUMPLE CUMPLE

11. Cálculo de la placa de acero

DISEÑO DE PLACA DE APOYO

DATOS PARA CÁLCULO

Espesor de la placa	$t_{placa} =$	3.00 cm
Tensión del anclaje	$T =$	20.00 ton
Largo de placa	$a =$	20.00 cm
Ancho de placa	$b =$	20.00 cm
Diámetro de anclaje	$\phi T =$	30.00 mm
Límite de fluencia placa de acero ASTM A 588	$F_y =$	3,500.00 Kg/cm ²

CÁLCULOS

Momento en la placa	$M_{placa} = \left(\frac{w}{2}\right) * m^2$	$M =$	2,544.97 Kg*cm
Esfuerzo a flexión	$\sigma_f = \frac{M_{placa} * ce}{I}$	$\sigma_f =$	1,131.10 Kg/cm ²
		$c =$	1.50 cm
Inercia de la placa	$I = \frac{b * t_{placa}^3}{12}$	$I =$	3.38 cm ⁴
	$\sigma_f \leq \phi_f * F_y$	$\phi_f * F_y =$	3,500.00 Kg/cm ²
			CUMPLE
Comprobación espesor de placa	$t_{placa} \geq \sqrt{\frac{6M_{placa}}{\phi_f * F_y}}$	$t_{placa} \geq$	2.09 cm
			CUMPLE

REVISIÓN A APLASTAMIENTO

DATOS PARA CÁLCULO

Placa de acero	$b =$	20.00 cm		
Factor de reducción	$\phi =$	0.75		
Esfuerzo de aplastamiento	$Bn\ u = Vu/(\phi * b * d)$	<table><tr><td>Bn u =</td><td>66.67 Kg/cm²</td></tr></table>	Bn u =	66.67 Kg/cm²
Bn u =	66.67 Kg/cm²			
Esfuerzo admisible aplastamiento	$Bn = 0.85*f'c$	<table><tr><td>Bn =</td><td>238.00 Kg/cm²</td></tr></table>	Bn =	238.00 Kg/cm²
Bn =	238.00 Kg/cm²			
	$Bnu \leq Bn$	<table><tr><td>66.67 Kg/cm²</td><td>238.00 Kg/cm²</td></tr></table>	66.67 Kg/cm²	238.00 Kg/cm²
66.67 Kg/cm²	238.00 Kg/cm²			
		CUMPLE		

12. Cálculos del diseño de drenaje horizontal

CÁLCULO PARA DEFINIR COEFICIENTE DE PERMEABILIDAD EQUIVALENTE k_{eq}

DAS BRAJA (2013), PRINCIPIOS DE INGENIERÍA GEOTÉCNICA CENGAGE LEARNING - MÉXICO

DATOS PARA CÁLCULO

k1 limo	=	1.00E-08 m/s
k2 arena1	=	1.63E-03 m/s
k3 limo	=	1.00E-08 m/s
k4 arena2	=	2.00E-03 m/s
k5 limo	=	1.00E-08 m/s
h1	=	1.63 m
h2	=	2.97 m
h3	=	3.66 m
h4	=	2.29 m
h5	=	5.30 m
H	=	15.85 m

CÁLCULOS

$$K_{eq} = \frac{H}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \frac{H_3}{k_3} + \dots + \frac{H_n}{k_n}}$$

$$K_{eq} = 1.50E-08 \text{ m/s}$$

Para determinar coeficiente K de arenas, Hazen (1930), sugiere:

$$K_{arena} \left[\frac{cm}{s} \right] = c * D_{10}$$

K_{arena} =	coeficiente de permeabilidad	
c =	constante varía de 1.0 a 1.50, se escoge 1.25	
D_{10} =	Diámetro efectivo [mm] (ensayo de granulometría)	
D_{10} =	0.13	arena bien graduada
D_{10} =	0.16	arena bien graduada con grava
K_{arena1} =	1.63E-01 cm/s	1.63E-03 m/s
K_{arena2} =	2.00E-01 cm/s	2.00E-03 m/s
K_{limo} =	1.00E-06 cm/s	1.00E-08 m/s

Permeabilidades típicas de algunos suelos	
Suelo	Coefficiente de permeabilidad [cm/s]
Gravas limpias	$10^2 - 1$
Arenas limpias	$1 - 10^{-1}$
Mezclas de arena y grava	$10^{-1} - 10^{-4}$
Arenas muy finas	$10^{-4} - 10^{-6}$
Limos y mezclas de arena y arcilla	$10^{-6} - 10^{-7}$
Arcillas	$10^{-7} - 10^{-9}$

Diseño de cimientos Jaime Suárez Díaz, 1992

Permeabilidades típicas de algunos suelos		
Suelo	Coefficiente de permeabilidad [cm/s]	Grado de permeabilidad
Grava	$>10^{-1}$	elevada
Arena	$10^{-1} - 10^{-3}$	media
Arena limosa	$10^{-3} - 10^{-5}$	baja
Limo	$10^{-5} - 10^{-7}$	muy baja
Arcilla	$<10^{-7}$	impermeable

Barchiesi, 2011

CALCULO DE CAUDAL INFILTRADO Y DE APOORTE FREÁTICO

DATOS PARA CÁLCULO

Altura del talud	H1 =	16.75	m	0+100
Altura del talud	H1 =	14.00	m	0+090
Altura dren - nivel freático antes de drenar	Hu1=	10.05	m	0+100
Altura dren - nivel freático antes de drenar	Hu2=	8.40	m	0+100
Separación entre drenes	S =	6.00	m	
Coefficiente de permeabilidad equivalente	Keq =	1.50E-08	m/s	
Coefficiente de escorrentía	c =	0.41		EMAAPQ
Intensidad de lluvia para Tr 10 años	i =	82.50	mm/h	INAMHI
Ancho de talud	W1 =	19.00	m	0+100
Ancho de talud	W2 =	16.95	m	0+090
Distancia entre secciones	Ls =	10.00	m	

CÁLCULOS

Altura del talud promedio	Hp =	15.38	m
Altura dren - nivel freático antes de drenar	Hup=	9.23	m
Ancho de talud promedio	Wp =	17.98	m
Gradiente hidráulico	ij =	1.54	
Caudal infiltrado	Qinf =	2.43	l/s

Qinf =	2.43	l/s
--------	------	-----

Caudal aporte nivel freático	Q _{NAF} =	0.000	l/s
------------------------------	--------------------	-------	-----

Q _{NAF} =	0.000	l/s
--------------------	-------	-----

Caudal total	Q _T =	2.430	l/s
--------------	------------------	-------	-----

Q _T =	0.002	m ³ /s
------------------	-------	-------------------

CALCULO DE LA CAPACIDAD DE LA TUBERIA

VEN TE CHOW (1994), HIDROLOGÍA APLICADA. MCGRAW-HILL INTERAMERICANA
S.S, BOGOTÁ - COLOMBIA.

Ecuación de Manning

$$A = \frac{\pi * D^2}{4}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$R = \frac{(\pi * D^2 / 4)}{\pi * D}$$

$$Q = \frac{1,49}{n} * S^{1/2} * A * R^{2/3}$$

para Q en (ft³ /seg)

$$D = \left[\frac{2.16 * Q * n}{S^{1/2}} \right]^{2/3}$$

para Q en (m³ /seg)

$$D = \left[\frac{3.21 * Q * n}{S^{1/2}} \right]^{2/3}$$

Q Caudal total = Qinf+QNAF	2.430	(l/s)
Q Caudal para determinar tubería	0.00243	(m ³ /seg)
S Pendiente para la tubería	0.09	
n Coeficiente de rugosidad (Ven te Chow)	0.009	PVC
D Diámetro de tubería requerido	0.044	(m)
	44	(mm)
D Diámetro de tubería requerido con factor de seguridad 1.75	77	(mm)

POR LO TANTO LA TUBERÍA HA INSTALAR ES DE 75.00 mm
DE DIÁMETRO NOMINAL (TUBERÍA PVC)

13. Análisis de precios unitarios

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:

ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

No

1

RUBRO:

1.0

Unidad:

g lb

DETALLE: Movilización de Equipos y maquinaria

[illegible][illegible][illegible]

P		TRANSPORTE			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
	Transporte	1	glb	6153.846154	6,153.85
SUBTOTAL P					6,153.85
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					6,153.85
INDIRECTOS Y UTILIDADES					1,846.15
OTROS INDIRECTOS					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					8,000.00
VALOR OFERTADO					8,000.00

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:

ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

No

2

RUBRO:

2.0

Unidad:

m3

DETALLE: Excavación sin clasificar

Incluye desalojo. Distancia desalojo 1 Km

M		EQUIPOS				
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e90	Retroexcavadora 125 HP	1.00	52.37	52.37	0.09	4.68
e131	Volqueta 12 m3 350 HP	1.00	38.63	38.63	0.09	3.45
			SUBTOTAL M			8.13

N		MANO DE OBRA				
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o2	Peon	1.00	3.98	3.98	0.09	0.36
			SUBTOTAL N			0.36

O		MATERIALES			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo
			SUBTOTAL O		

P		TRANSPORTE			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
			SUBTOTAL P		
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					8.49
INDIRECTOS Y UTILIDADES					2.55
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					11.04
VALOR OFERTADO					11.04

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:

ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABSCISAS 0+060 A 0+100

No 3
RUBRO: 3.0

Unidad: m2

DETALLE: Conformación de talud, peinado
espesor promedio 20 cm. herramienta manual

M EQUIPOS						
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00		0.00		0.21
SUBTOTAL M						0.21

N MANO DE OBRA						
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o2	Peon	2.00	3.98	7.96	0.26	2.06
SUBTOTAL N						2.06

O MATERIALES						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
SUBTOTAL O						0.00

P TRANSPORTE						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						2.27
INDIRECTOS Y UTILIDADES						0.68
OTROS INDIRECTOS 0.00%						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						2.95
VALOR OFERTADO						2.95

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

No 4

RUBRO: 4.0

Unidad: uni

DETALLE: Drenes cortos con tubería

PVC d=50 mm (Inc. Perforación. L=1.50m)

M EQUIPOS						
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00	0.21	0.21	1.00	0.21
e31	COMPRESOR DE AIRE	1.00	24.25	24.25	0.24	5.89
e150	Perforadora	1.00	20	20.00	0.24	4.86
e151	Brocas y barrenos	1.00	2.75	2.75	0.24	0.67
e 152	Arneses, eq izaje	1.00	37.4	37.40	0.24	9.09
SUBTOTAL M						20.72

N MANO DE OBRA						
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o39	Inspector de obra	0.25	4.27	1.07	0.24	0.26
o83	Operador de Compresor	1.00	3.98	3.98	0.24	0.97
o36	Perforador (barrenador)	1.00	4.12	4.12	0.24	1.00
o2	Peon	1.00	3.98	3.98	0.24	0.97
o24	Ayudante de perforador	1.00	4.00	4.00	0.24	0.97
SUBTOTAL N						4.17

O MATERIALES						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
m2125.	Tubo PVC 50 mm ranurado	m	1.50	1.15	1.73	
m7201	Geotextil NT 2000	m2	0.22	2.02	0.44	
SUBTOTAL O						2.17

P TRANSPORTE						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						27.06
INDIRECTOS Y UTILIDADES						8.12
OTROS INDIRECTOS 0.00%						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						35.18
VALOR OFERTADO						35.18

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABSCISAS 0+060 A 0+100

No 5
RUBRO: 5.0

Unidad: m3

DETALLE: Hormigón estructural de cemento Portland
f'c=350 Kg/cm2

M		EQUIPOS				
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00	0.73	0.73	1.00	0.73
e152	Arneses, eq izaje	1.00	62.84	62.84	0.40	25.14
ea38	Encofrado	1.00	40	40.00	0.40	16.00
SUBTOTAL M						41.87

N		MANO DE OBRA				
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o39	Inspector de obra	0.10	4.27	0.43	0.40	0.17
o14	Albañil	1.00	4.12	4.12	0.40	1.65
o2	Peon	1.00	3.98	3.98	0.40	1.59
o140	Ayudante en general	6.00	3.98	23.89	0.40	9.56
o78	Operador de bomba	1.00	4.03	4.03	0.40	1.61
SUBTOTAL N						14.58

O		MATERIALES			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo
m	Hormigón 350 Kg/cm2	m3	1.00	135.61	135.61
m	Agua	m3	0.01	2.15	0.01
SUBTOTAL O					135.62

P		TRANSPORTE			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
	TRANSPORTE	Unidad	1.000	5.02	5.02
SUBTOTAL P					5.02
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					197.09
INDIRECTOS Y UTILIDADES					59.13
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					256.22
VALOR OFERTADO					256.22

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABSCISAS 0+060 A 0+100

No 5
RUBRO: 5.0

Unidad: m3

DETALLE: Hormigón estructural de cemento Portland
f'c=350 Kg/cm2

M		EQUIPOS				
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00	0.73	0.73	1.00	0.73
e152	Arneses, eq izaje	1.00	62.84	62.84	0.40	25.14
ea38	Encofrado	1.00	40	40.00	0.40	16.00
SUBTOTAL M						41.87

N		MANO DE OBRA				
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o39	Inspector de obra	0.10	4.27	0.43	0.40	0.17
o14	Albañil	1.00	4.12	4.12	0.40	1.65
o2	Peon	1.00	3.98	3.98	0.40	1.59
o140	Ayudante en general	6.00	3.98	23.89	0.40	9.56
o78	Operador de bomba	1.00	4.03	4.03	0.40	1.61
SUBTOTAL N						14.58

O		MATERIALES			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo
m	Hormigón 350 Kg/cm2	m3	1.00	135.61	135.61
m	Agua	m3	0.01	2.15	0.01
SUBTOTAL O					135.62

P		TRANSPORTE			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
	TRANSPORTE	Unidad	1.000	5.02	5.02
SUBTOTAL P					5.02
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					197.09
INDIRECTOS Y UTILIDADES					59.13
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					256.22
VALOR OFERTADO					256.22

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

No 4

RUBRO: 4.0

Unidad: uni

DETALLE: Drenes cortos con tubería

PVC d=50 mm (Inc. Perforación. L=1.50m)

M EQUIPOS						
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00	0.24	0.24	1.00	0.24
e31	COMPRESOR DE AIRE	1.00	24.25	24.25	0.28	6.74
e150	Perforadora	1.00	20	20.00	0.28	5.56
e151	Brocas y barrenos	1.00	2.75	2.75	0.28	0.76
e 152	Arneses, eq izaje	1.00	37.4	37.40	0.28	10.40
SUBTOTAL M						23.70

N MANO DE OBRA						
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o39	Inspector de obra	0.25	4.27	1.07	0.28	0.30
o83	Operador de Compresor	1.00	3.98	3.98	0.28	1.11
o36	Perforador (barrenador)	1.00	4.12	4.12	0.28	1.15
o2	Peon	1.00	3.98	3.98	0.28	1.11
o24	Ayudante de perforador	1.00	4.00	4.00	0.28	1.11
SUBTOTAL N						4.78

O MATERIALES						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
m2125.	Tubo PVC 75 mm ranurado	m	1.00	3.55	3.55	
m7201	Geotextil NT 2000	m2	0.24	2.02	0.49	
SUBTOTAL O						4.04

P TRANSPORTE						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						32.52
INDIRECTOS Y UTILIDADES						9.75
OTROS INDIRECTOS 0.00%						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						42.27
VALOR OFERTADO						42.27

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

No 8
RUBRO: 8.0 Unidad: uni

DETALLE: Acero de refuerzo de malla de alambre
(d=10mm 15x15, fy=5600 Kg/cm2)

M EQUIPOS						
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00	0.05	0.05	1.00	0.05
e26	CIZALLA	1.00	0.2	0.20	0.04	0.01
e	Cabo certificado izaje	0.25	6.3	1.58	0.04	0.07
e 152	Arneses, eq izaje	0.80	62.84	50.27	0.04	2.14
SUBTOTAL M						2.27

N MANO DE OBRA						
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o39	Inspector de obra	0.25	4.27	1.07	0.04	0.05
o2	Peon	4.00	3.98	15.92	0.04	0.68
o140	Ayudante en general	1.00	3.98	3.98	0.04	0.17
SUBTOTAL N						0.90

O MATERIALES						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
m3	Malla electrosoldada 10x10x5	m2	1.05	3.69	3.87	
m1014	Alambre galv. #18	kg	0.20	1.83	0.37	
m	Separadores	uni	4.00	0.08	0.31	
SUBTOTAL O						4.55

P TRANSPORTE						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						7.72
INDIRECTOS Y UTILIDADES						2.32
OTROS INDIRECTOS 0.00%						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						10.04
VALOR OFERTADO						10.04

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO: ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABSCISAS 0+060 A 0+100

No 9

RUBRO: 9.0

Unidad: m

DETALLE: Anclajes. Carga fluencia = 474 KN

(Inc. Perforación, inyección d=30 mm)

M EQUIPOS						
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
e63	Herramienta menor	1.00	0.21	0.21	1.00	0.21
e31	COMPRESOR DE AIRE	0.75	24.25	18.19	0.20	3.64
e154	Perforadora	0.75	20	15.00	0.20	3.00
e151	Brocas y barrenos	0.75	2.75	2.06	0.20	0.41
e153	Arneses, eq izaje	0.07	62.84	4.08	0.20	0.82
SUBTOTAL M						8.08

N MANO DE OBRA						
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
o39	Inspector de obra	0.25	4.27	1.07	0.20	0.21
o83	Operador de Compresor	1.00	3.98	3.98	0.20	0.80
o36	Perforador (barrenador)	1.00	4.12	4.12	0.20	0.82
o2	Peon	1.00	3.98	3.98	0.20	0.80
o24	Ayudante de perforador	1.00	4.00	4.00	0.20	0.80
o15	Operador de equipo liviano	1.00	3.98	3.98	0.20	0.80
SUBTOTAL N						4.23

O MATERIALES						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo	
m	Anclaje 30 mm	m	1.00	15.84	15.84	
m	Placa de acero	uni	1.00	18.07	18.07	
m	Tuerca de ajuste	uni	1.00	4.20	4.20	
m	Cemento	Kg	44.47	0.17	7.56	
m	Agua	m3	0.03	2.15	0.06	
m	Expansor	Kg	1.05	1.06	1.11	
m	Vaina de protección 1 1/4" a 1 3/8"	m	1.00	0.60	0.60	
m	Trompeta de acero	uni	1.00	23.27	23.27	
SUBTOTAL O						70.71

P TRANSPORTE						
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo	
SUBTOTAL P						0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)						83.02
INDIRECTOS Y UTILIDADES						24.91
OTROS INDIRECTOS 0.00%						0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO						107.93
VALOR OFERTADO						107.93

Nombre y Firma del representante legal

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

PROYECTO:

ESTABILIZACION DEL TALUD SANTA ANA ENTRE LAS ABCISAS 0+060 A 0+100

No 10

RUBRO: 10.0

Unidad: glb

DETALLE: Seguridad, salud y medio ambiente

M EQUIPOS						
Cod	Descripción	Cantidad	Tarifa	Costo Hora	Rendimiento	Costo
	Seguridad salud					5,769.23
			SUBTOTAL M			5,769.23

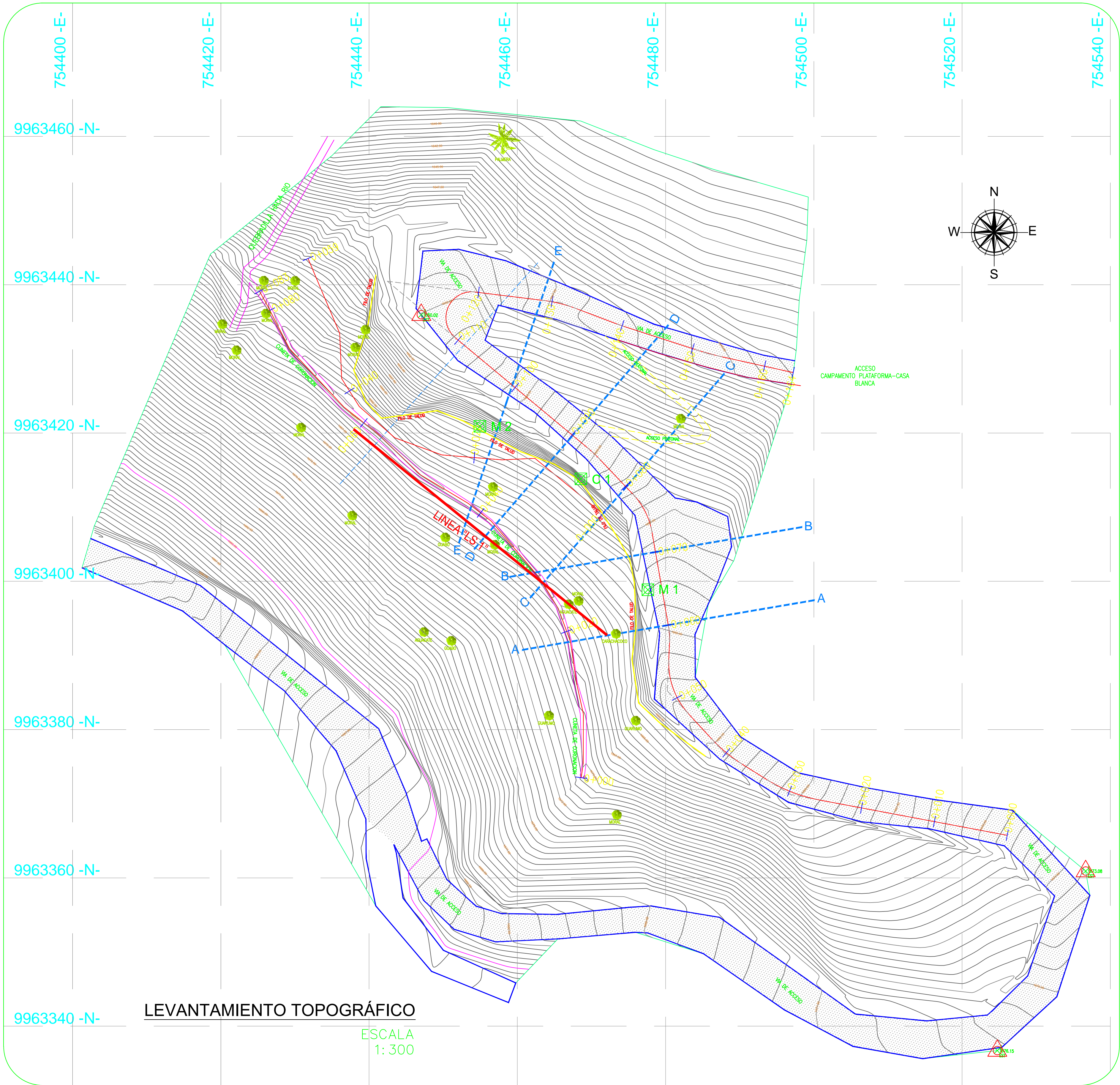
N MANO DE OBRA						
Cod	Descripción	Cantidad	Jornal/Hora	Costo Hora	Rendimiento	Costo
			SUBTOTAL N			0.00

O		MATERIALES			
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Precio Unitario	Costo

P TRANSPORTE					
Cod	Descripción	Unidad	Cantidad	Tarifa	Costo
					0.00
			SUBTOTAL P		0.00
TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)					5,769.23
INDIRECTOS Y UTILIDADES					1,730.77
OTROS INDIRECTOS 0.00%					0.00
COSTO TOTAL DEL RUBRO					7,500.00
VALOR OFERTADO					7,500.00

Nombre y Firma del representante legal

PLANOS



LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

ESCALA
1: 300

NOTAS:

Todas las medidas están en metros salvo se indique lo contrario.
Las curvas de nivel se encuentran cada 0.50 metros.
Área de levantamiento 5,470 m2.

SIMBOLOGÍA

Curva de nivel primaria	
Curva de nivel secundaria	
Vía Existente	
Cuneta	
Filo de Talud	
Arboles Nativos	
Puntos GPS	
Puntos de extracción de muestras CD	
Vía de acceso	
Perfiles	

Puntos de extracción de muestras

Punto #	Elevación	Norte	Este	Descripción
Muestra 1	1659.84	9963398.862	754477.612	M 1
Calicata	1656.49	9963413.824	754468.567	C 1
Muestra 2	1657.64	9963420.917	754454.953	M 2

Puntos de Referencia

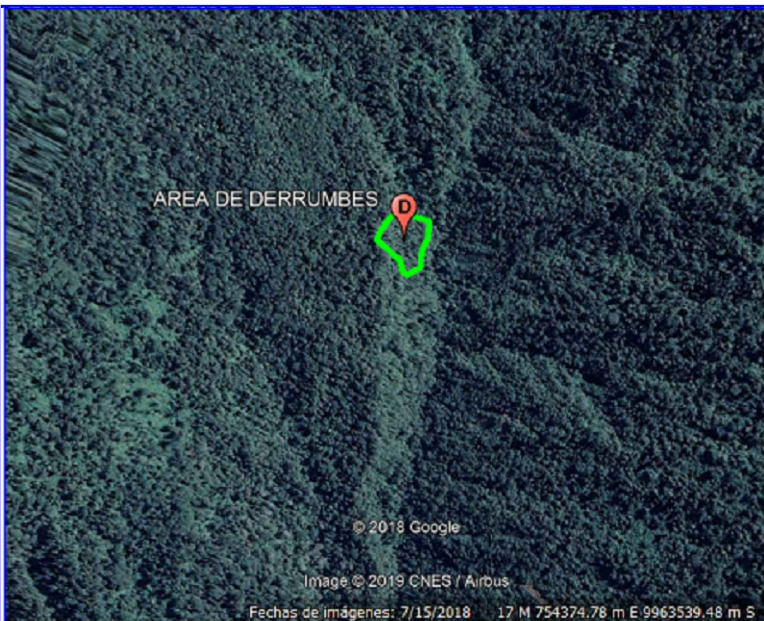
Punto #	Elevación	Norte	Este	Descripción
1	1673.08	9963360.92	754536.67	EST
2	1650.02	9963435.95	754447.04	EST

Sistema UTM WGS 84

PERFIL	CORDENADAS	
	NORTE m	ESTE m
PERFIL 1 0+060	9963390.74	754460.65
PERFIL 2 0+070	9963400.6	754458.97
PERFIL 3 0+080	9963397.78	754461.73
PERFIL 4 0+090	9963404.33	754454.18
PERFIL 5 0+100	9963405.18	754452.12

UBICACIÓN:

PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI,
SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

0	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
A	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
REV.	DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA

ELABORADO POR:

EDGAR TERÁN V.

REVISADO POR:

DR. JOSÉ ALVIAR M.

SELLO PARA APROBACIÓN



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

CLIENTE

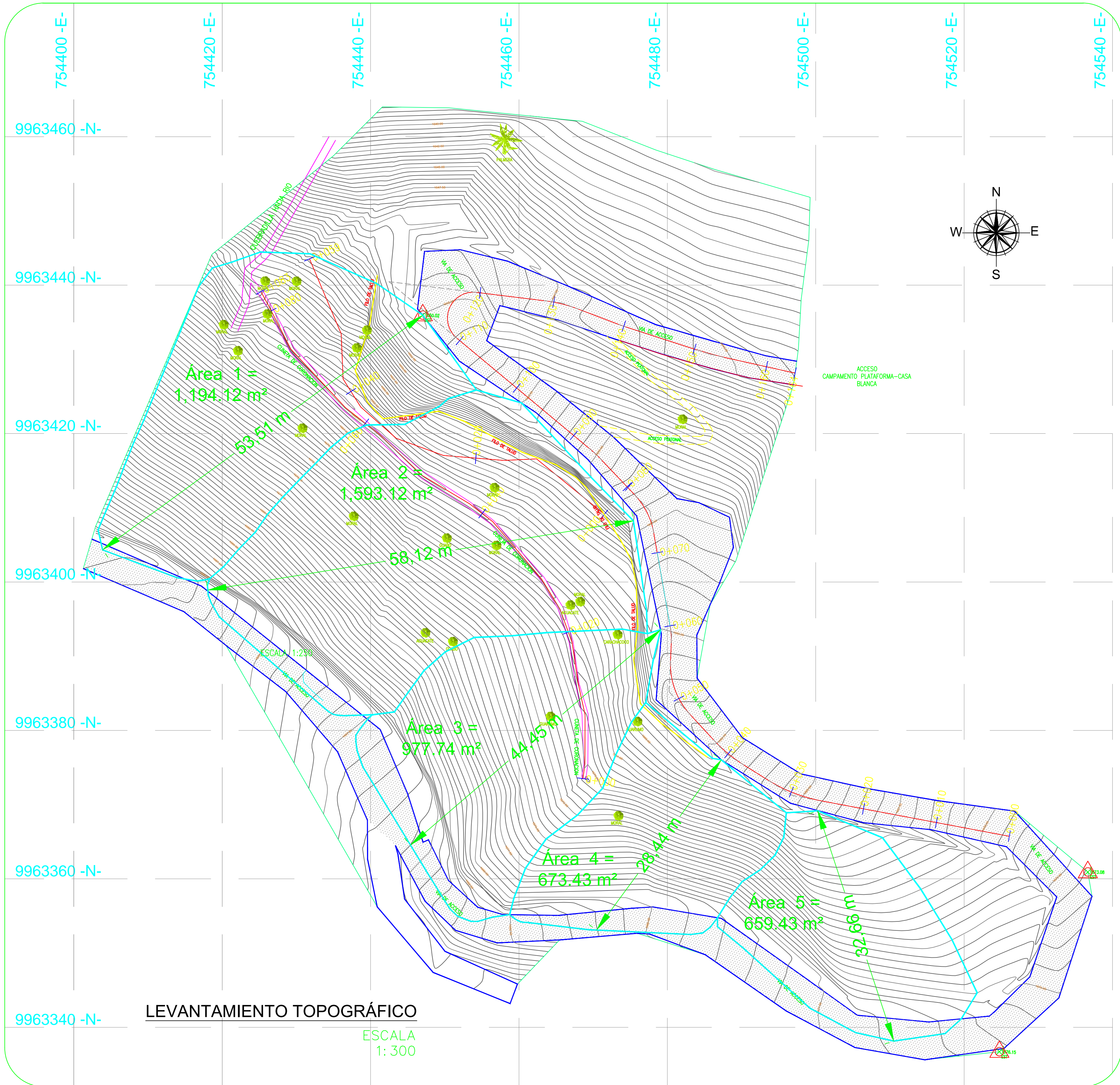
PROYECTO

CONTIENE

"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE
PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL
SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"

TOPOGRAFÍA
PLANTA - COORDENADAS

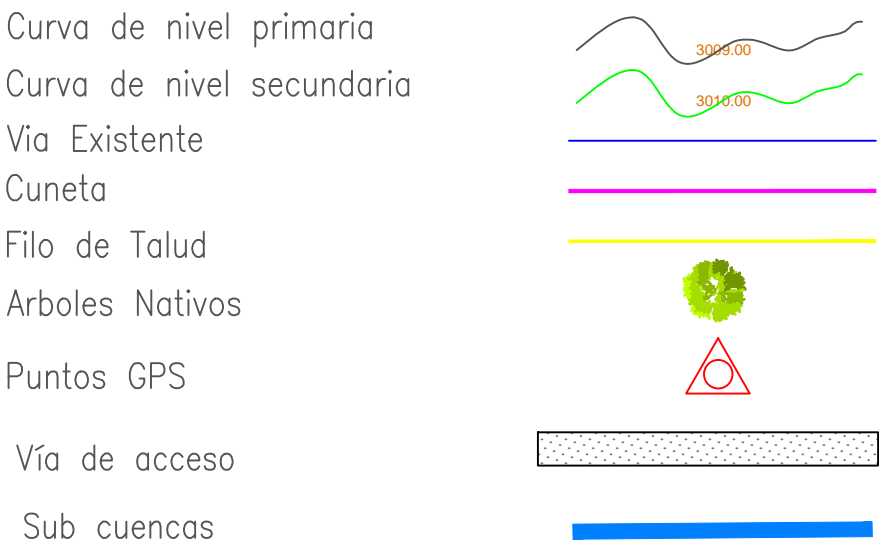
ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1
Plano No.	SA-TOP-001			REV.: 0



LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

ESCALA
1: 300

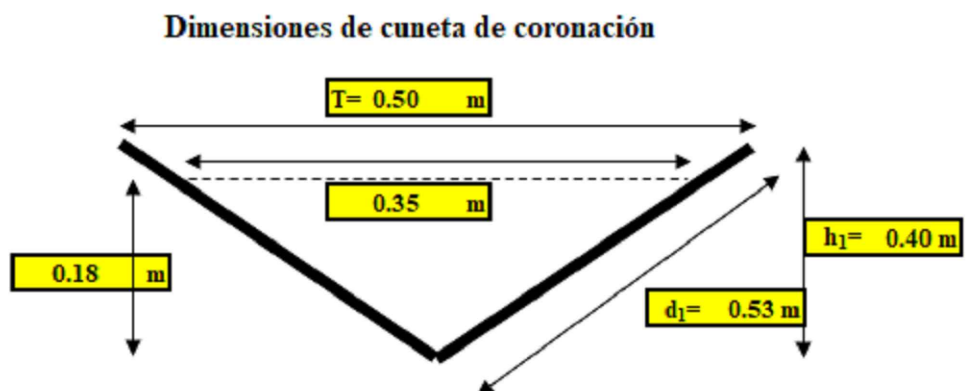
SIMBOLOGÍA



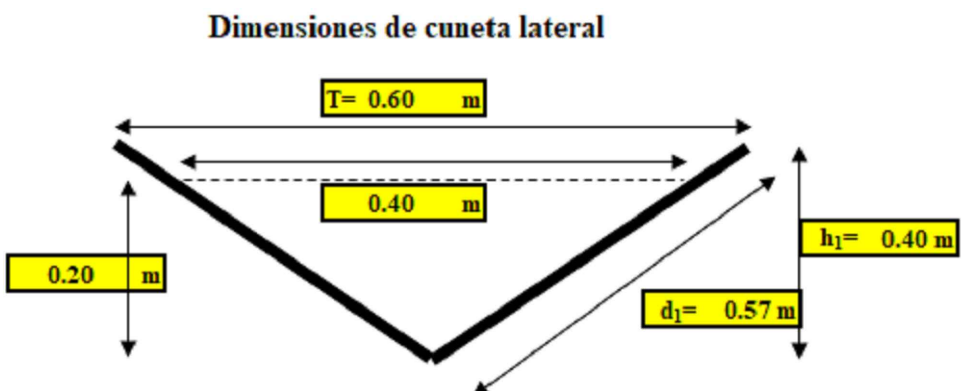
DATOS PARA ANÁLISIS DE SUBCUENCAS							
NOMENCLATURA	ÁREA [Ha]	Longitud de cuenca [m]	NIVELES DE CUENCA			PENDIENTE %	CAUDAL [m³/seg]
			Mayor [m]	Menor [m]	Diferencia [m]		
A1	0.12	53.51	1693.00	1650.00	43.00	97%	0.015
A2	0.16	58.12	1691.50	1657.00	34.50	98%	0.020
A3	0.10	44.45	1686.00	1660.00	26.00	98%	0.012
A4	0.07	28.44	1682.50	1663.00	19.50	99%	0.008
A5	0.07	32.66	1677.00	1666.00	11.00	99%	0.008

DATOS PARA ANÁLISIS DE CUENCA A1 -A3							
NOMENCLATURA	ÁREA [Ha]	Longitud de cuenca [m]	NIVELES DE CUENCA			PENDIENTE	CAUDAL
			Mayor	Menor	Diferencia		
			[m]	[m]	[m]		
ÁREA TOTAL	0.4	72.3	1693	1650	43	97%	0.05

DATOS PARA ANÁLISIS DE CUENCA A1-A5							
NOMENCLATURA	ÁREA [Ha]	Longitud de cuenca [m]	NIVELES DE CUENCA			PENDIENTE %	CAUDAL [m³/seg]
			Mayor	Menor	Diferencia		
			[m]	[m]	[m]		
ÁREA TOTAL	0.5	78.42	1693	1650	43	97%	0.07



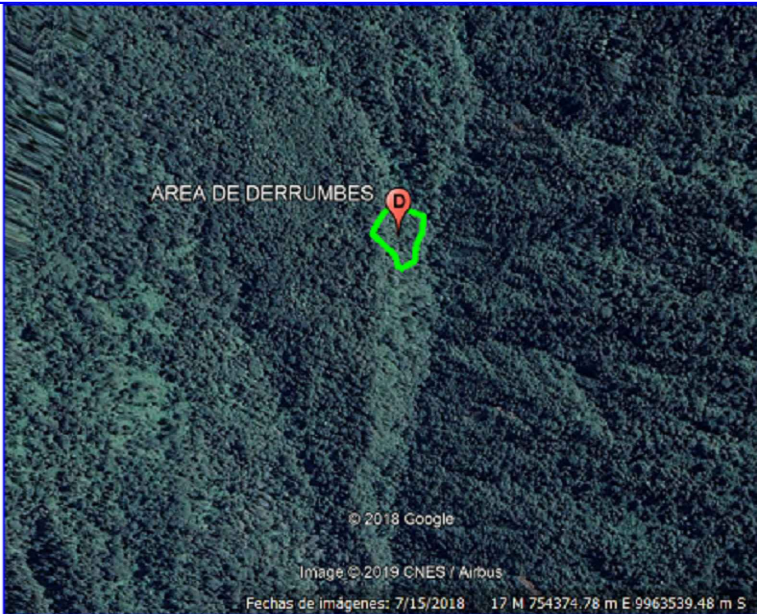
DETALLE 1
CUNETAS DE
CORONACIÓN
ESCALA 1/5



DETALLE 2
CUNETAS
LATERALES
ESCALA 1/5

NOTAS:
Todas las medidas están en metros salvo se indique lo contrario.
Las áreas de aportación determinan el aporte de caudal hacia la subcuenca.

UBICACIÓN:
PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI, SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

0	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
A	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
REV.	DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA

ELABORADO POR:
EDGAR TERÁN V.

REVISADO POR:
DR. JOSÉ ALVIAR M.

SELLO PARA APROBACIÓN



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

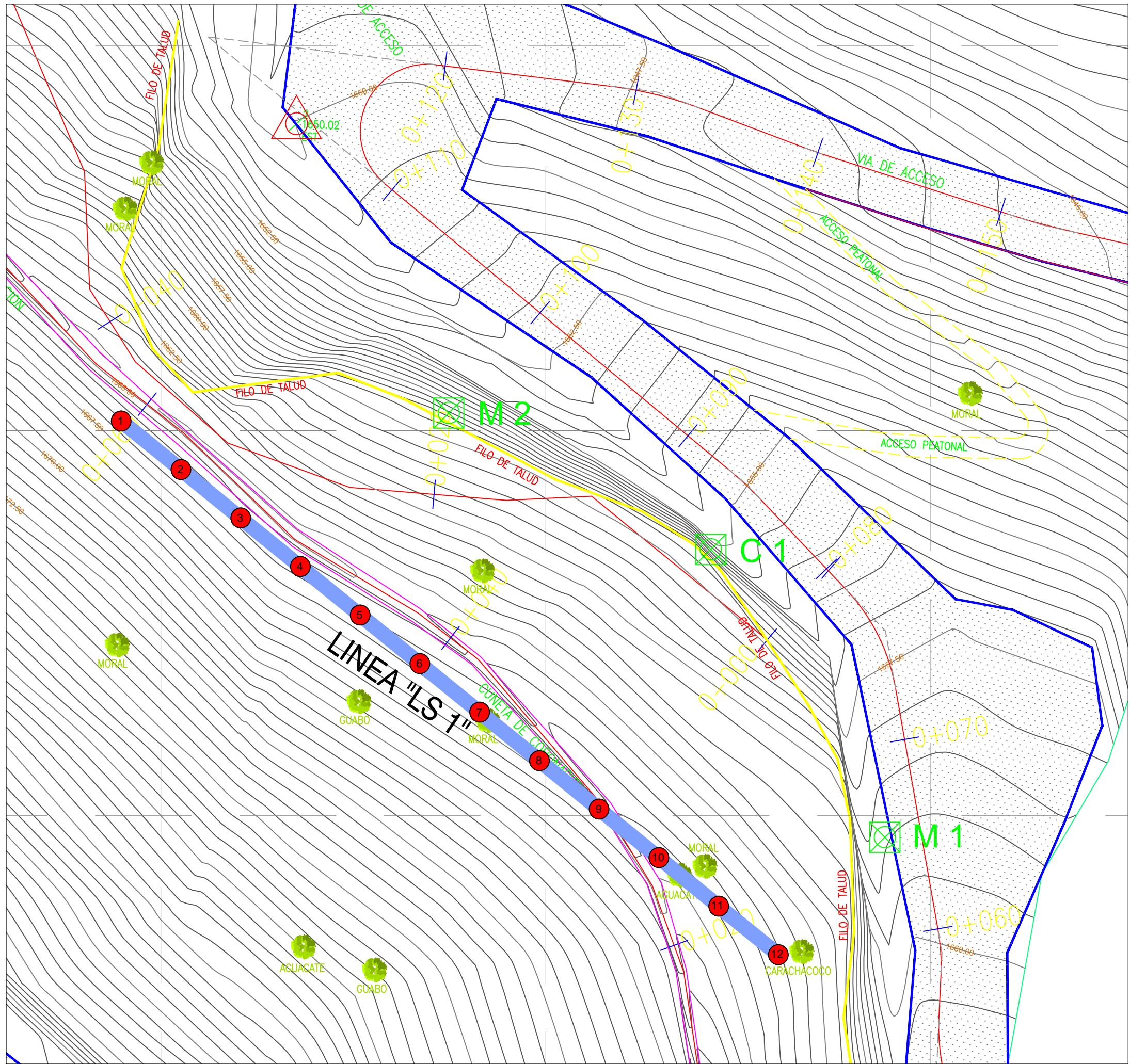
CLIENTE

PROYECTO
"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"

CONTIENE

HIDROLOGÍA
ÁREAS APORTANTES - CUNETAS TIPO

ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1
Plano No.	SA-HID-001			REV.: 0

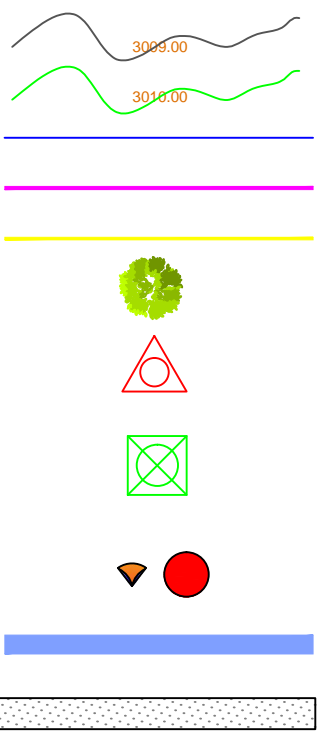


LÍNEA SÍSMICA LS1

ESCALA
1:20

SIMBOLOGÍA

Curva de nivel primaria
Curva de nivel secundaria
Vía Existente
Cuneta
Filo de Talud
Arboles Nativos
Puntos GPS
Puntos de extracción de muestras CD
Geófonos / numeración
Línea sísmica LS1
Vía de acceso



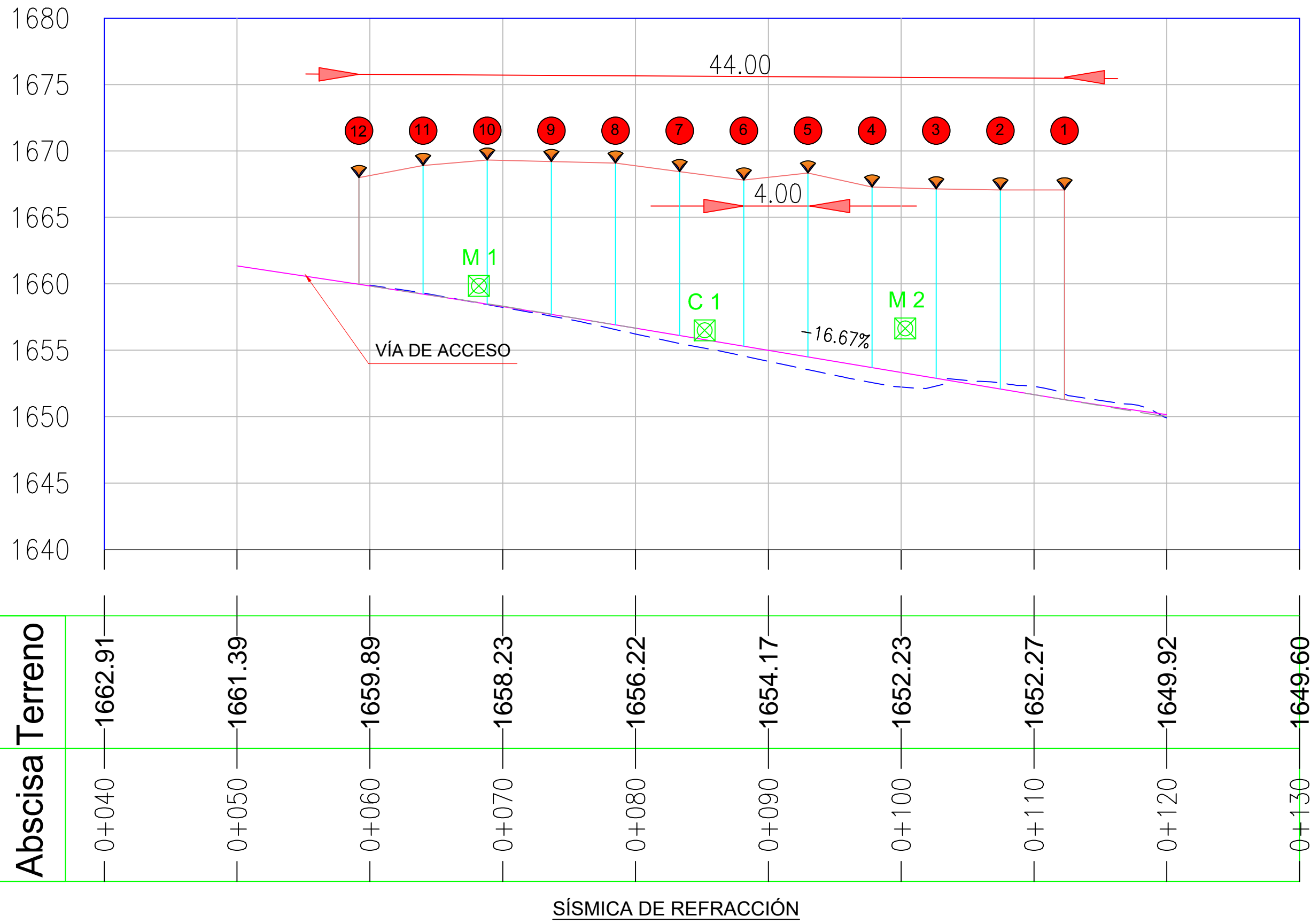
Puntos de extracción de muestras				
Punto #	Elevación	Norte	Este	Descripción
Muestra 1	1659.84	9963398.862	754477.612	M 1
Calicata	1656.49	9963413.824	754468.567	C 1
Muestra 2	1657.64	9963420.917	754454.953	M 2

Puntos de Referencia				
Punto #	Elevación	Norte	Este	Descripción
1	1673.08	9963360.92	754536.67	EST
2	1650.02	9963435.95	754447.04	EST

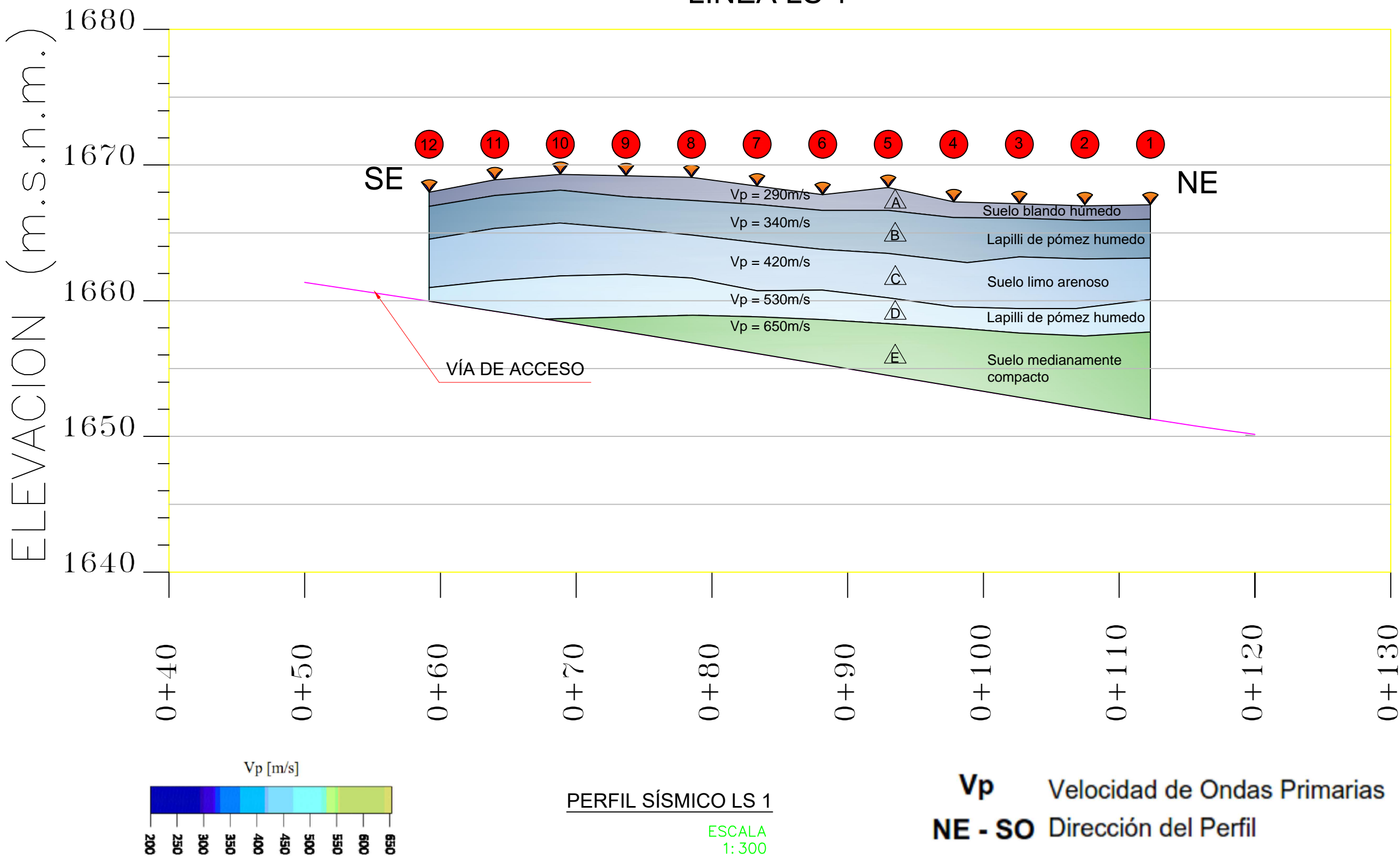
Sistema UTM WGS 84

Ubicación de línea sísmica LS1				
Línea	Elevación	Norte	Este	Descripción
LS1	1666.05	9963420.50	754437.93	Inicio
LS1	1650.02	9963392.75	754472.08	Fin

PERFIL LONGITUDINAL LÍNEA LS 1



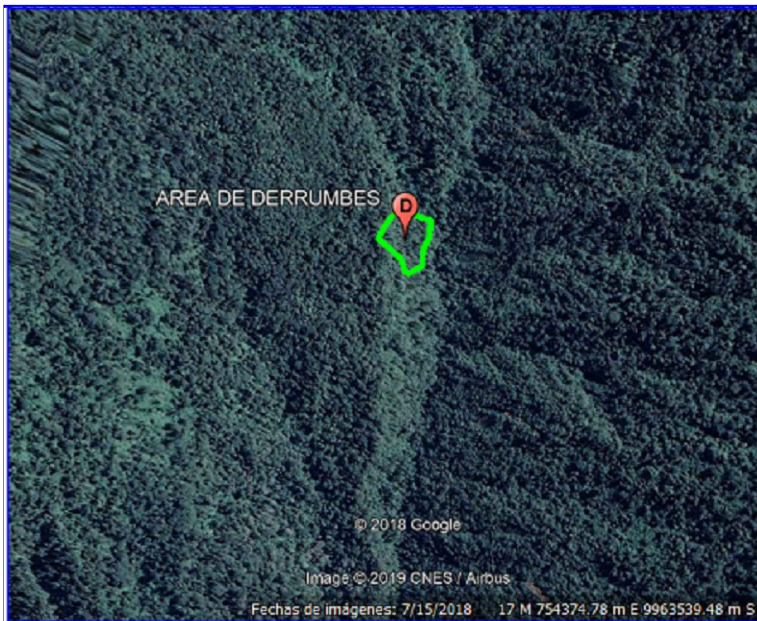
PERFIL SÍSMICO LÍNEA LS 1



Ubicación de línea sísmica LS1				
Línea	Elevación	Norte	Este	Descripción
LS1	1666.05	9963420.50	754437.93	Inicio
LS1	1650.02	9963392.75	754472.08	Fin

UBICACIÓN:

PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI, SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

0	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
A	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
REV.	DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA

ELABORADO POR:

EDGAR TERÁN V.

REVISADO POR:

DR. JOSÉ ALVIAR M.

SELLO PARA APROBACIÓN



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

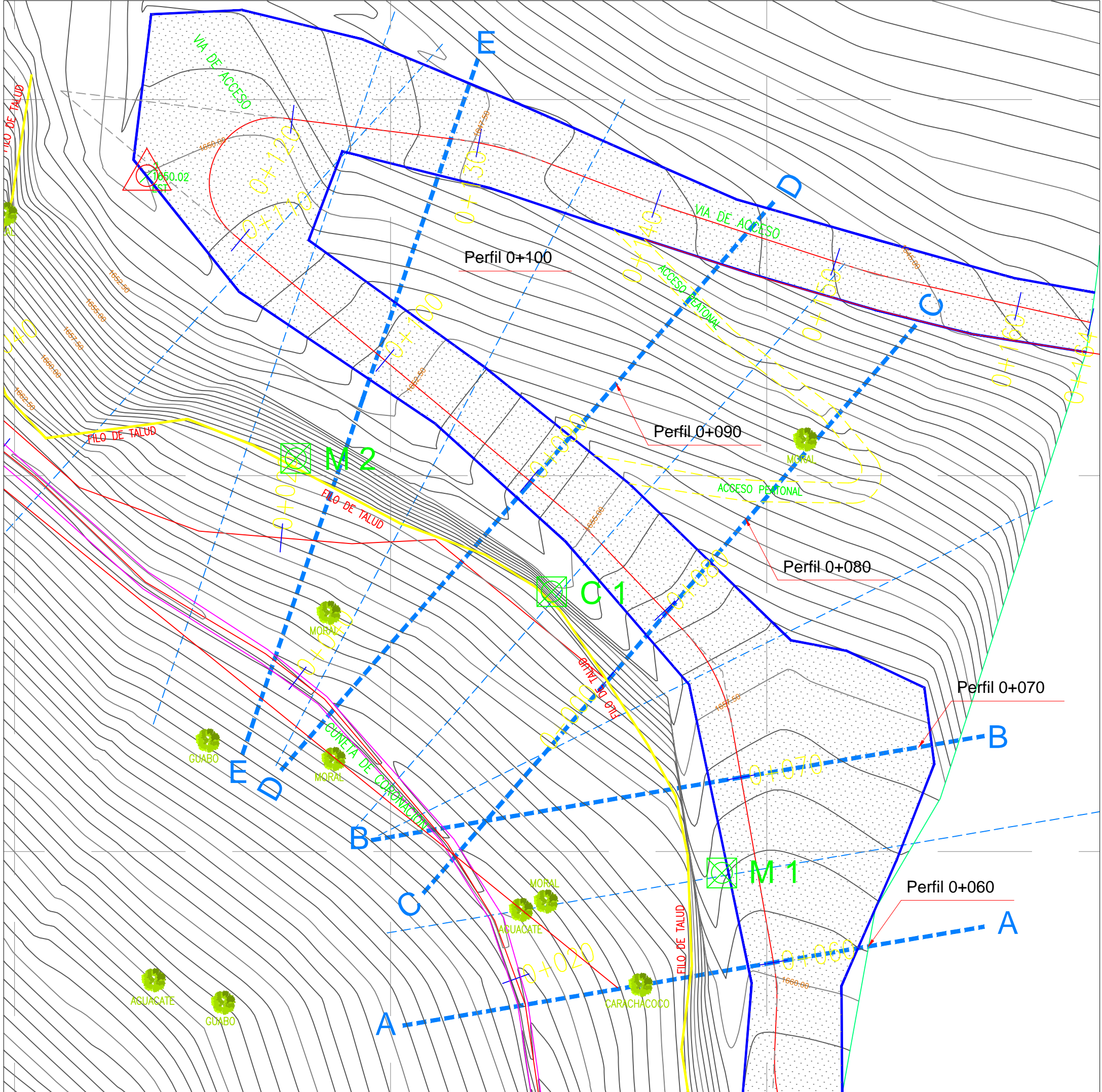
CLIENTE

"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"

CONTIENE

SÍSMICA DE REFRACCIÓN
PLANTA - PERFIL - DETALLES

ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1
Plano No.	SA-SIS-001			REV.: 0

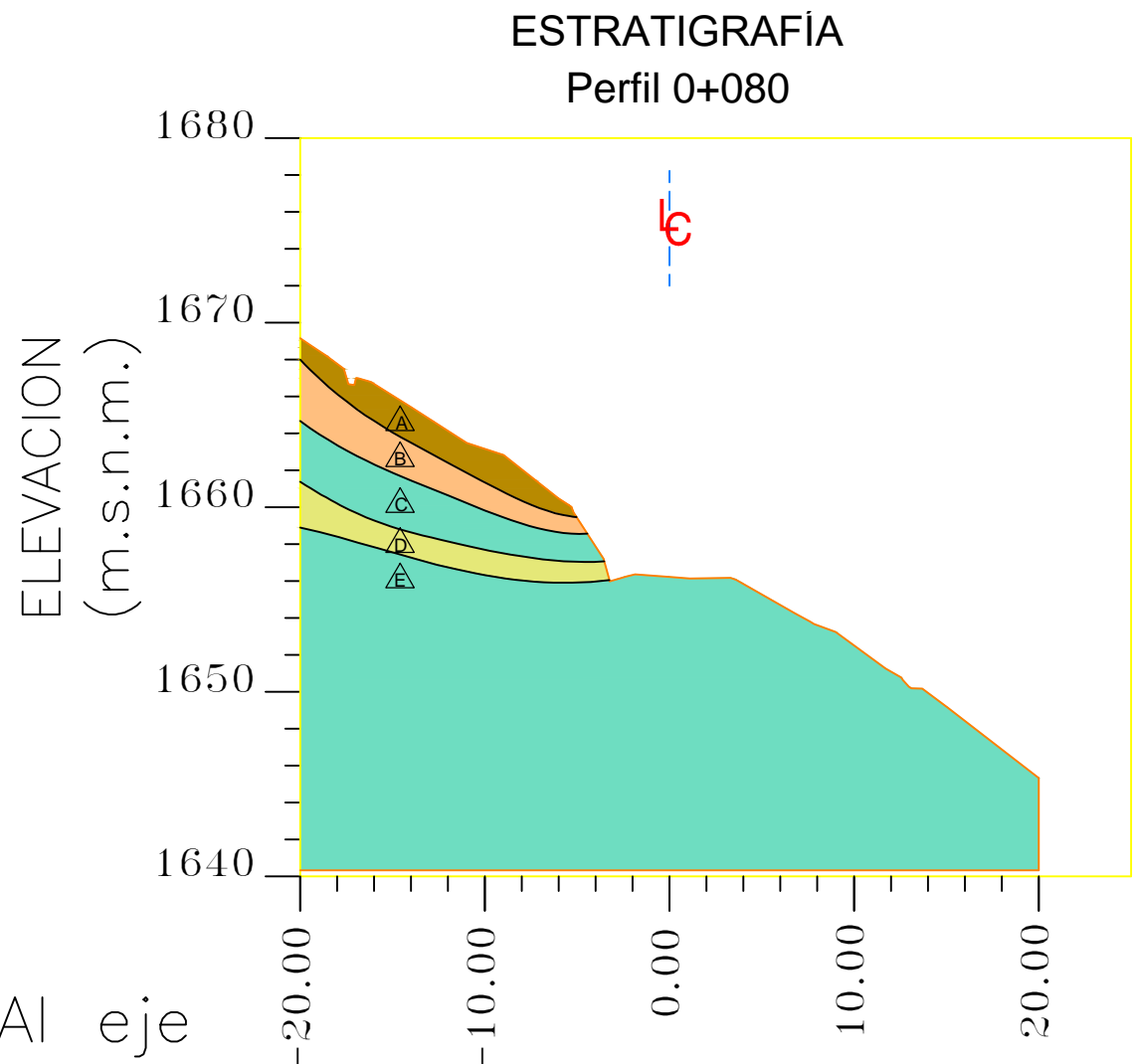
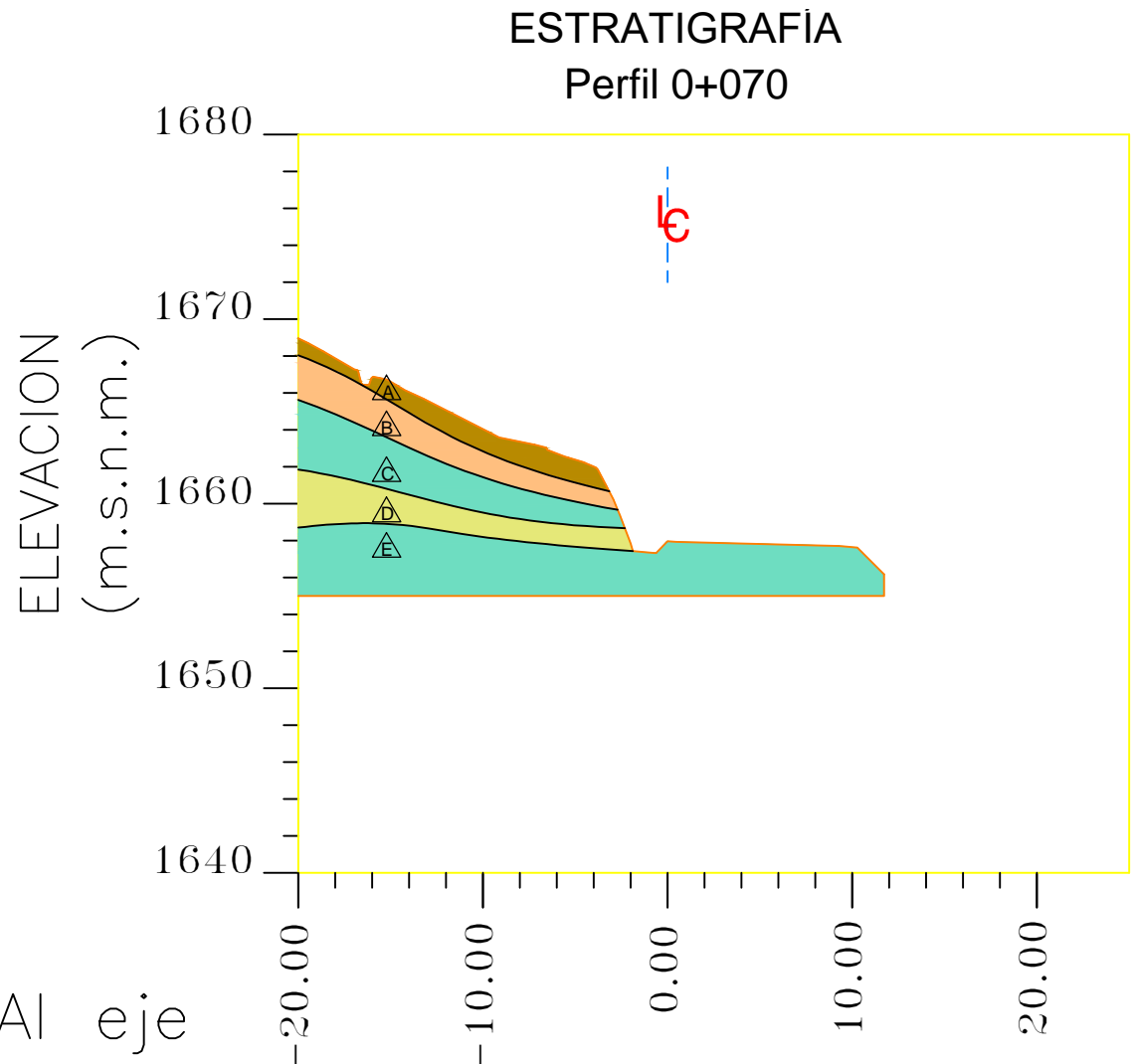
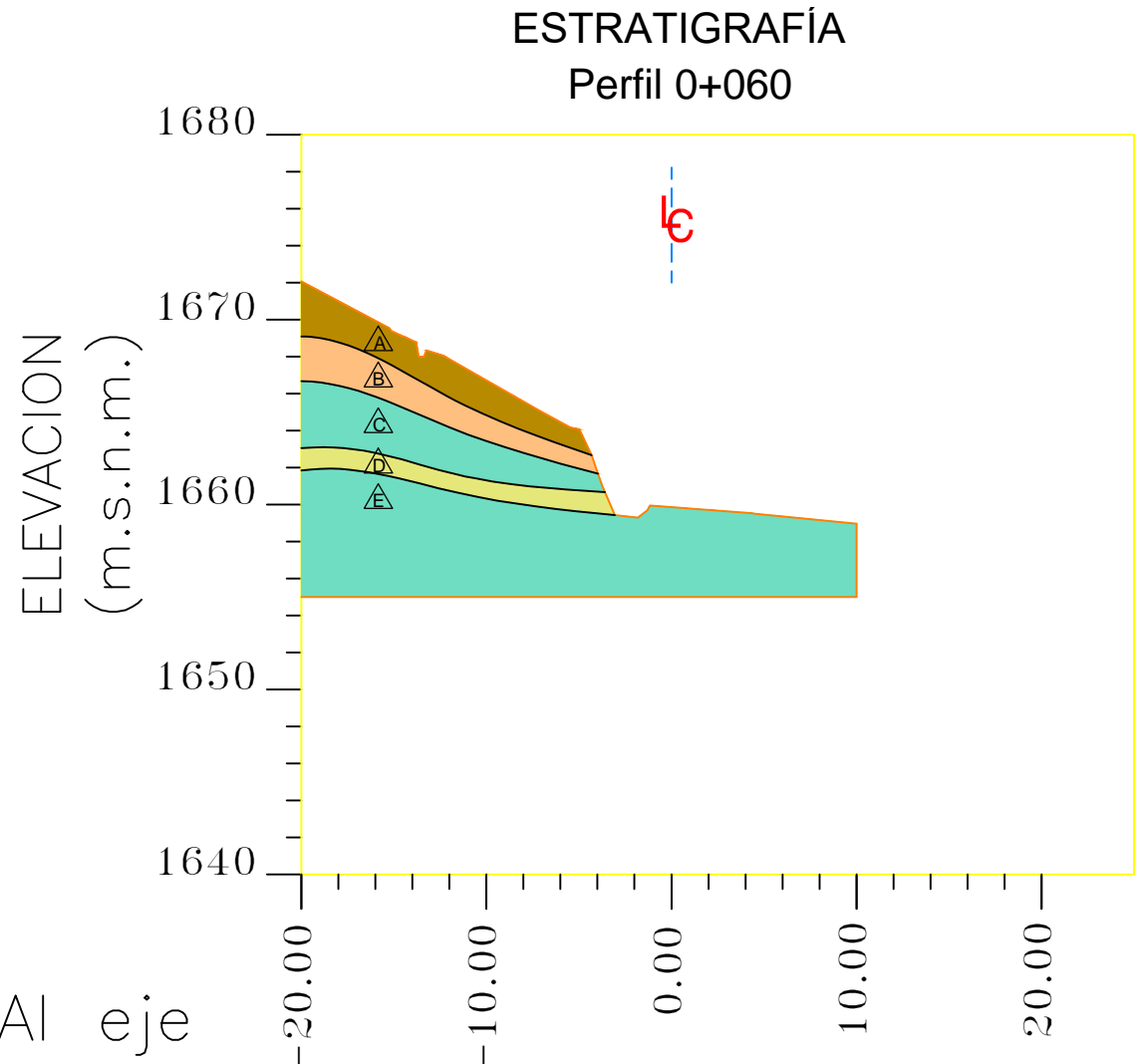


PLANTA PERFILES

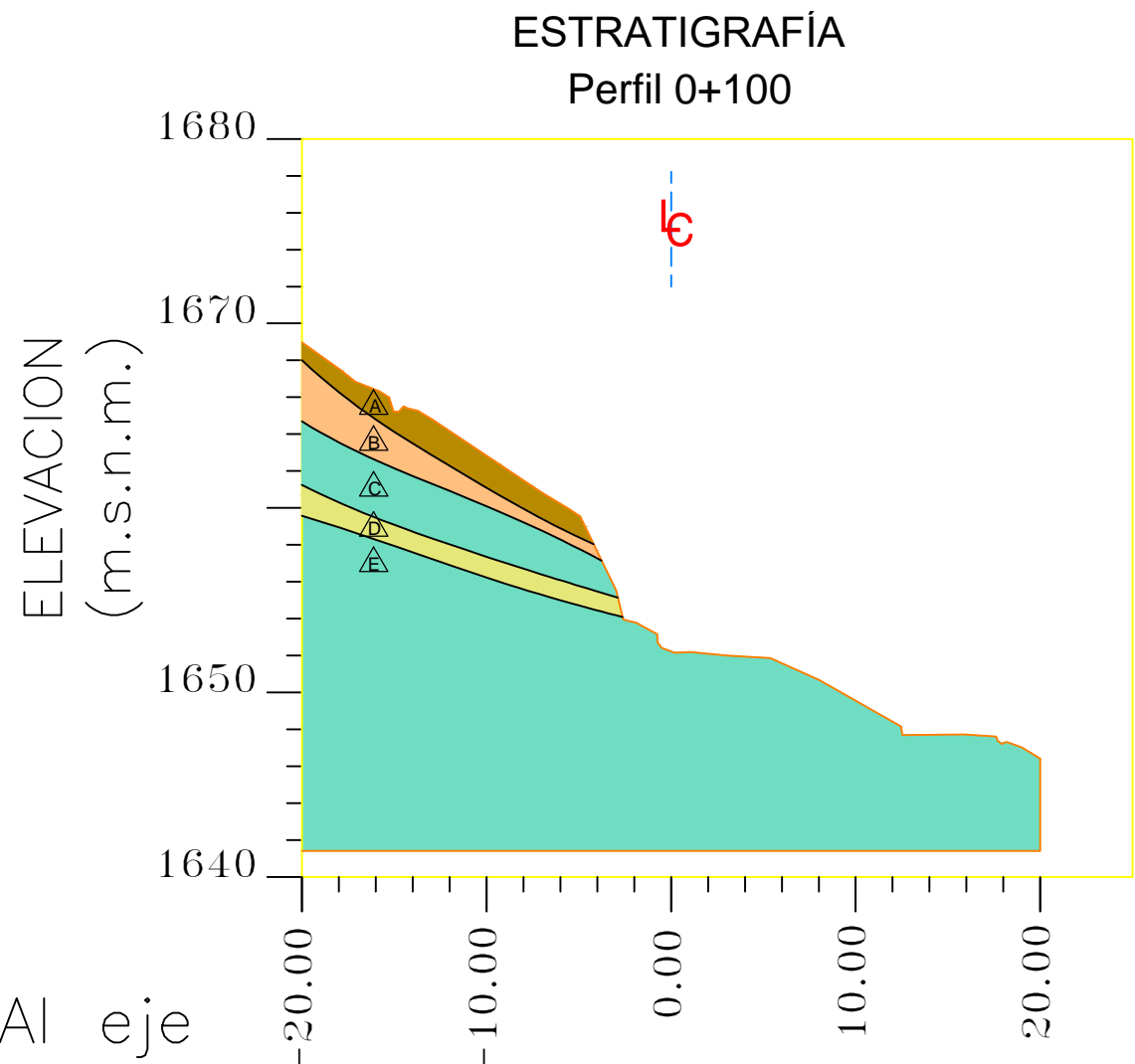
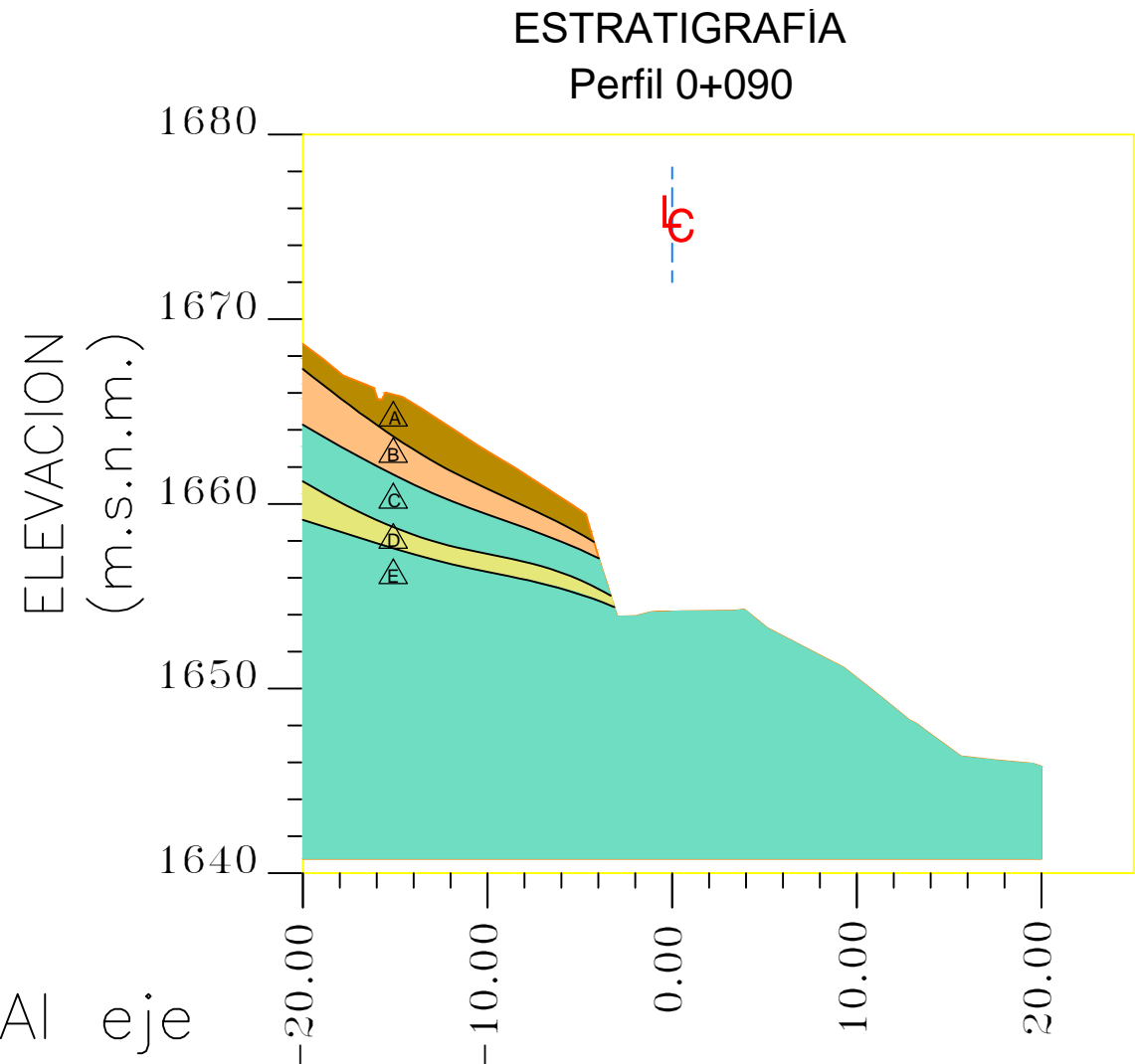
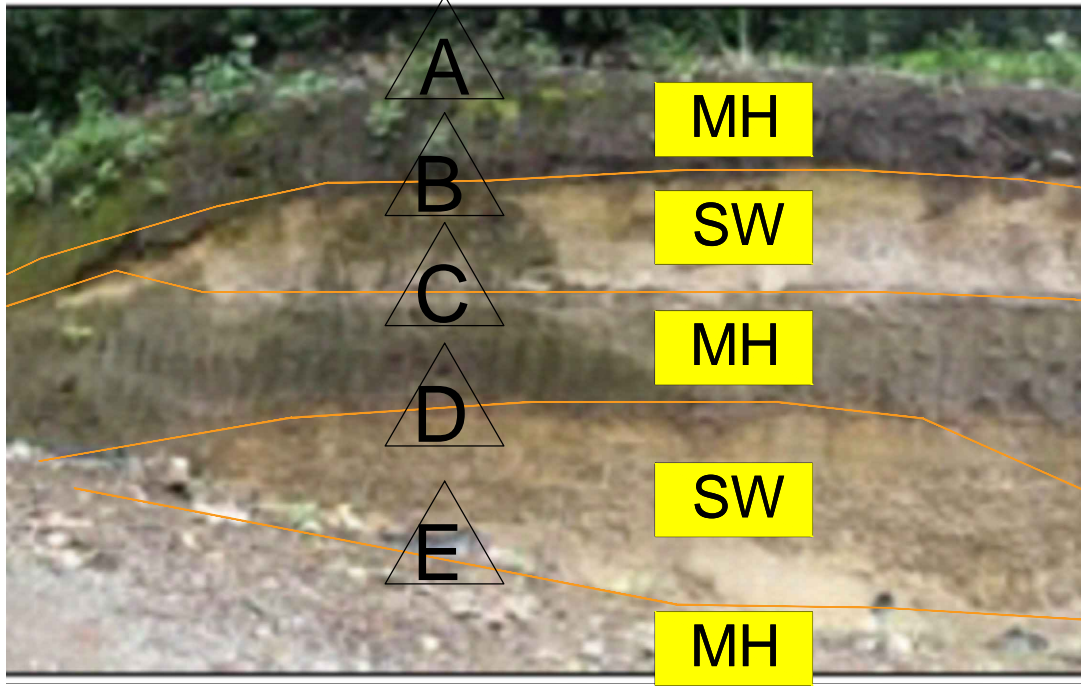
ESCALA 1:20

PERFIL	CORDENADAS	
	NORTE	ESTE
	m	m
PERFIL 1 0+060	9963390.74	754460.65
PERFIL 2 0+070	9963400.6	754458.97
PERFIL 3 0+080	9963397.78	754461.73
PERFIL 4 0+090	9963404.33	754454.18
PERFIL 5 0+100	9963405.18	754452.12

Estrato	Descripción litológica		Clasificación SUCS	γ (kN/m ³)	C (kN/m ²)
	Blando	Limo arenoso.	MH	15.30	4
	Lapilli de pómez.	Arena bien graduada.	SW	15.49	4
	Limo arenoso.	Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	15.79	4
	Lapilli de pómez	Arena bien graduada con grava.	SW	16.18	4
	Suelo medianamente compacto.	Limo arenoso de alta plasticidad.	MH	16.57	4



PERFIL 0+080
ESCALA 1:40

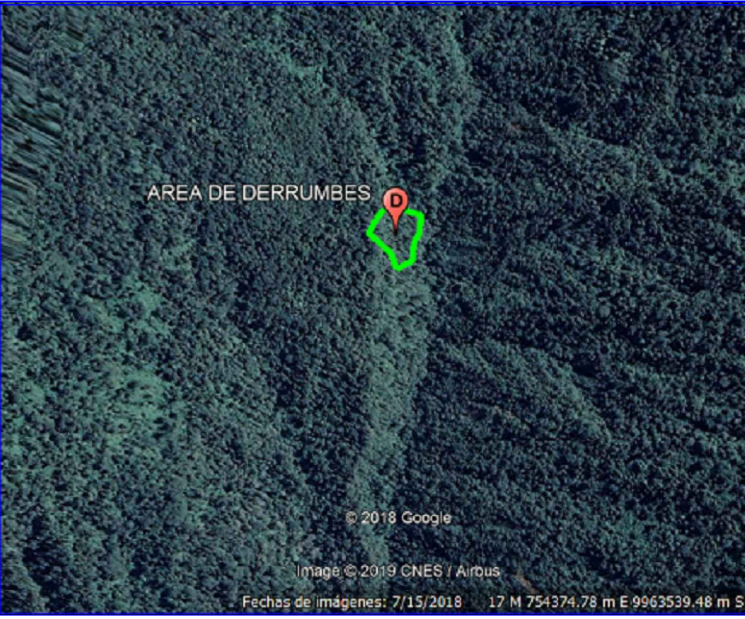


PERFIL 0+100
ESCALA 1:40

NOTAS:
Todas las medidas están en metros salvo se indique lo contrario.
La estratigrafía de las diferentes secciones fue medida in situ para la cara superficial, internamente es el resultado del ensayo de geofísica.

SIMBOLOGÍA	
Curva de nivel primaria	
Curva de nivel secundaria	
Via Existente	
Cuneta	
Filo de Talud	
Arboles Nativos	
Puntos GPS	
LIMO ARENOSO (MH)	
ARENA BIEN GRADUADA (SW)	
LIMO ARENOSO ALTA PLASTICIDAD (MH)	
ARENA BIEN GRADUADA CON GRAVA (SW)	
LIMO ARENOSO ALTA PLASTICIDAD (MH)	

UBICACIÓN:
PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI, SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

0	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
A	PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
REV.	DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA

ELABORADO POR:			REVISADO POR:		
EDGAR TERÁN V.			DR. JOSÉ ALVIAR M.		

SELLO PARA APROBACIÓN



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

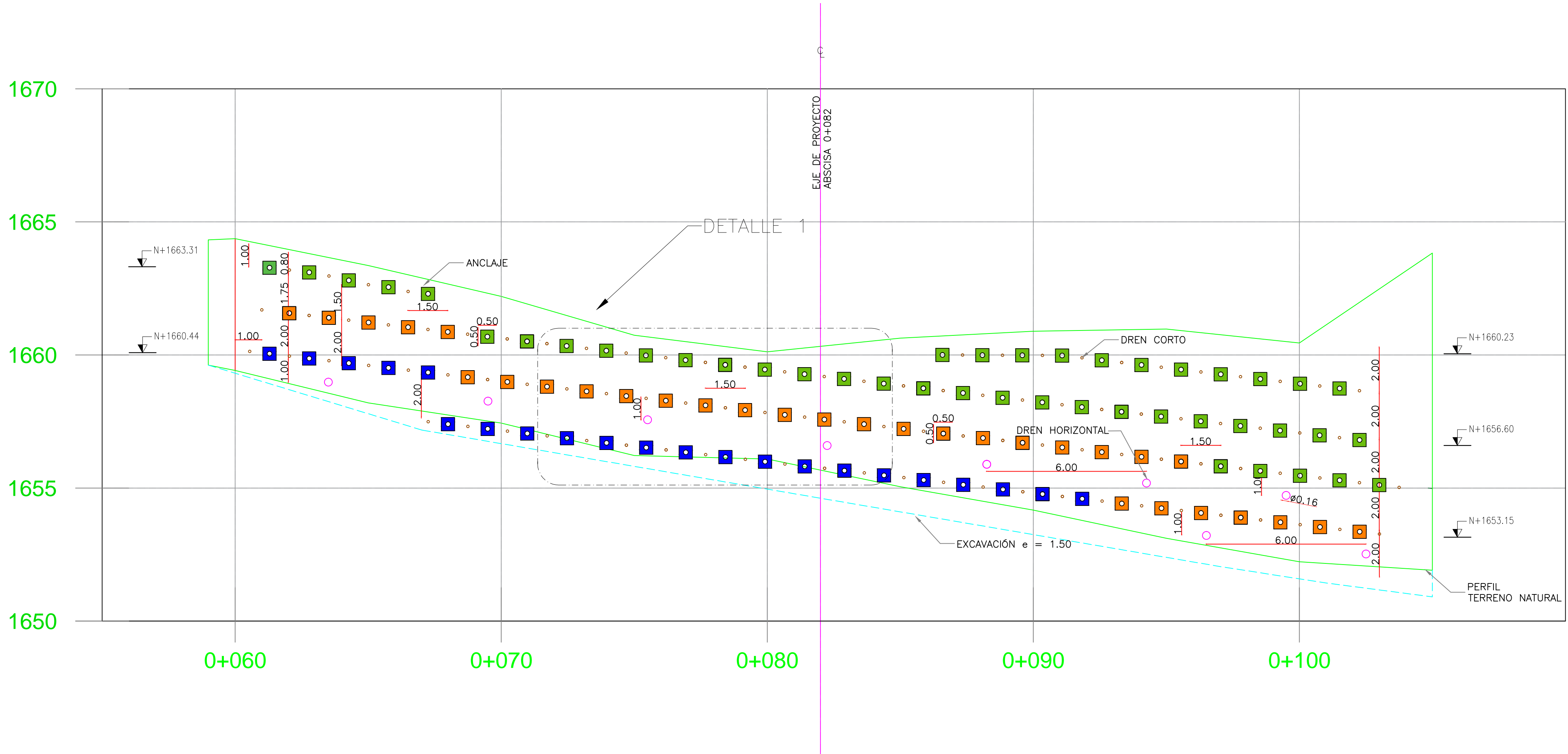
CLIENTE

"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"

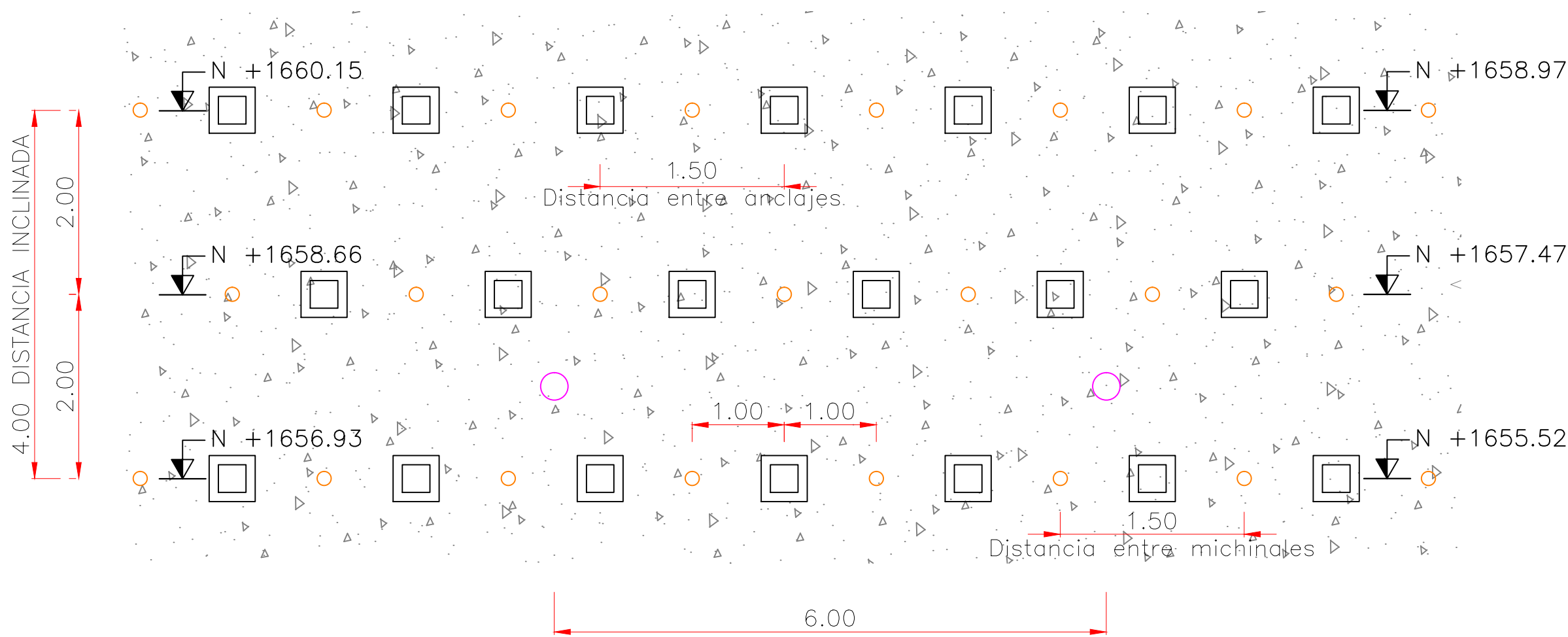
CONTIENE

ESTRATIGRAFIA
PLANTA - PERFIL - DETALLES

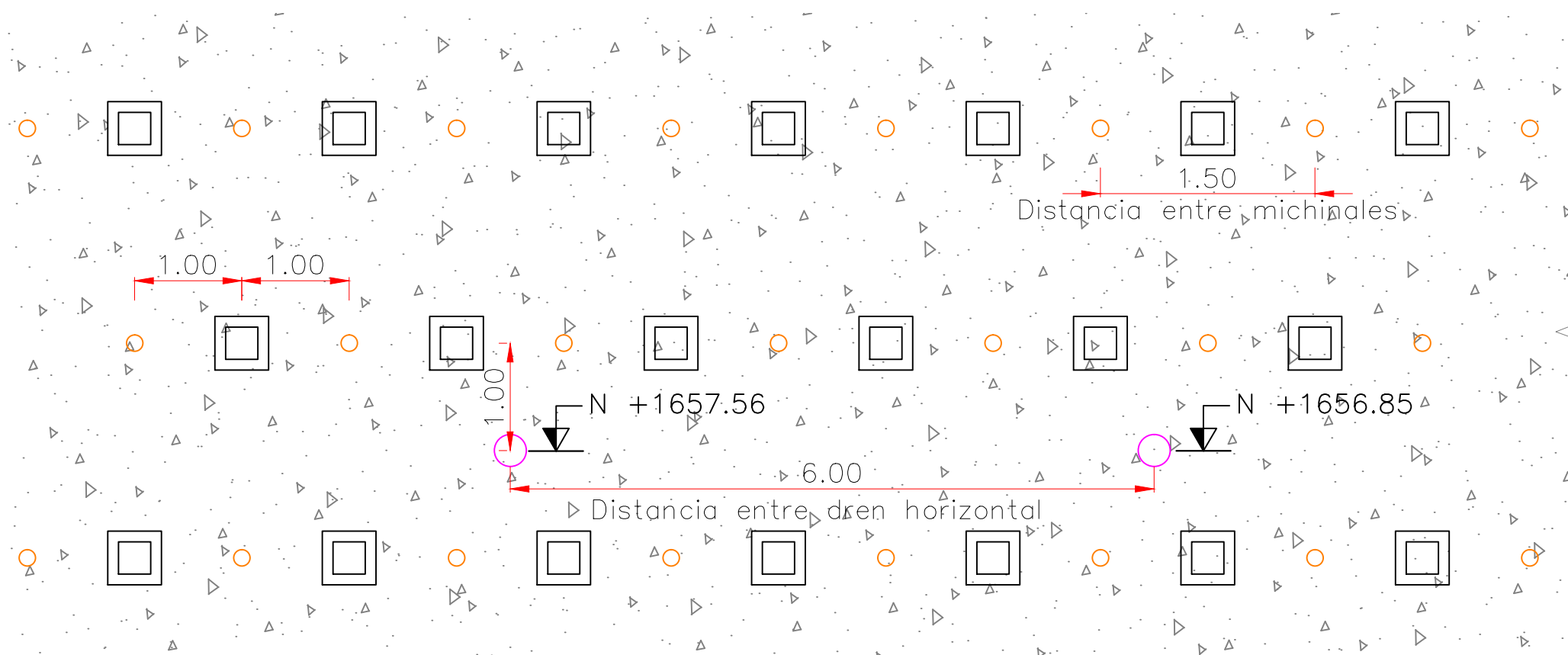
ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1
Plano No.	SA-ESTR-001			REV.: 0



DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS EN LA PANTALLA
ESCALA 1:200



DETALLE 1 PLANTA ANCLAJES Y MICHINALES
ELEVACIÓN TIPO 1:10



DETALLE 1 PLANTA DREN HORIZONTAL Y MICHINALES
ELEVACIÓN TIPO 1:10

NOTAS:
Todas las medidas están en metros salvo se indique lo contrario.
La estratigrafía de las diferentes secciones fue medida in situ para la cara superficial, internamente es el resultado del ensayo de geofísica.

SIMBOLOGÍA	
—	TERRENO NATURAL
---	EXCAVACIÓN
	ANCLAJE
	SUBDREN HORIZONTAL PVCØ6"
○	MICHINALES PVCØ2"
■	ANCLAJE "C", L = 10.00 m
■	ANCLAJE "B", L = 12.00 m
■	ANCLAJE "A", L = 14.00 m

UBICACIÓN:
PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI, SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

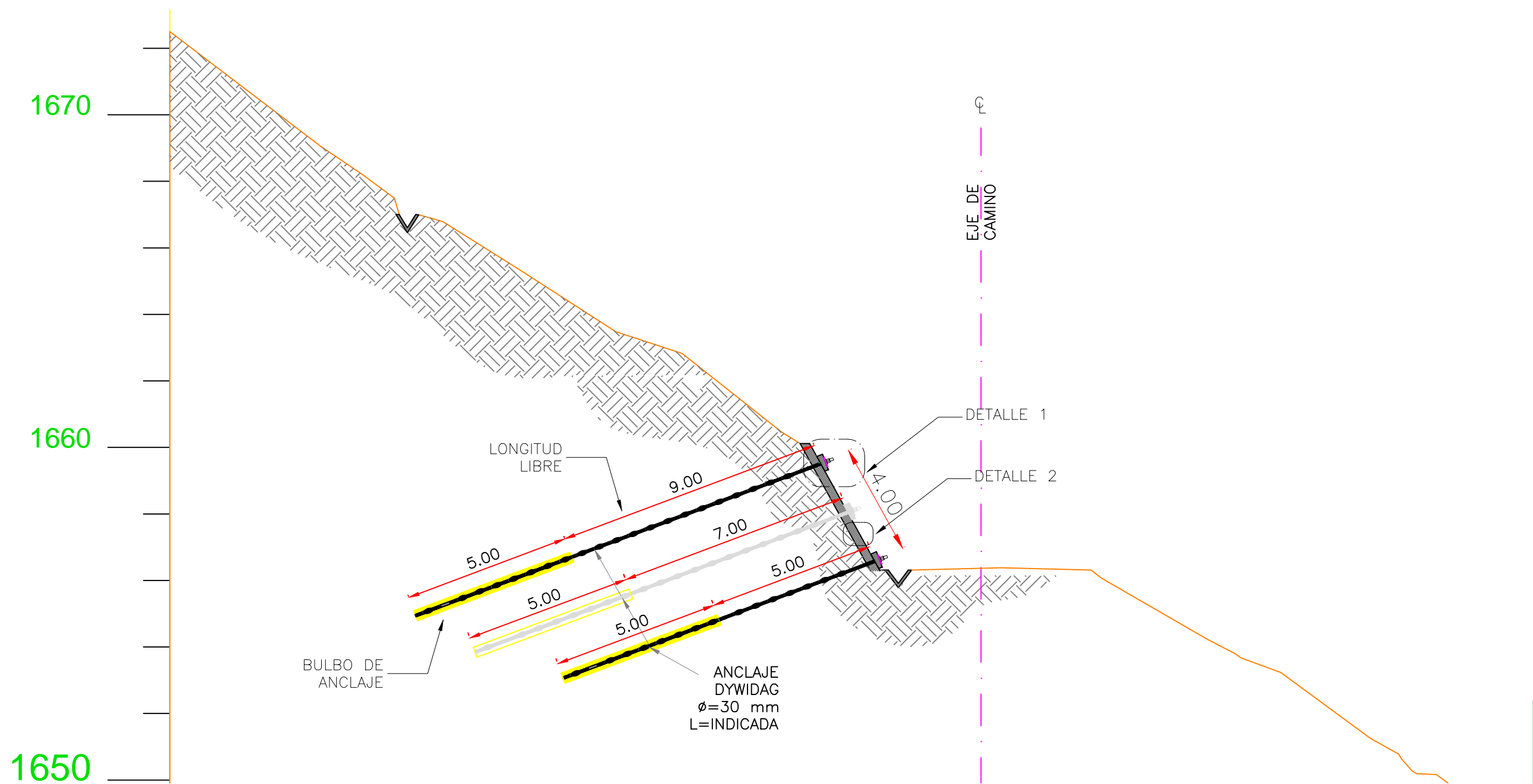
PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA
ELABORADO POR: EDGAR TERÁN V.		REVISADO POR: DR. JOSÉ ALVIAR M.			

SELLO PARA APROBACIÓN

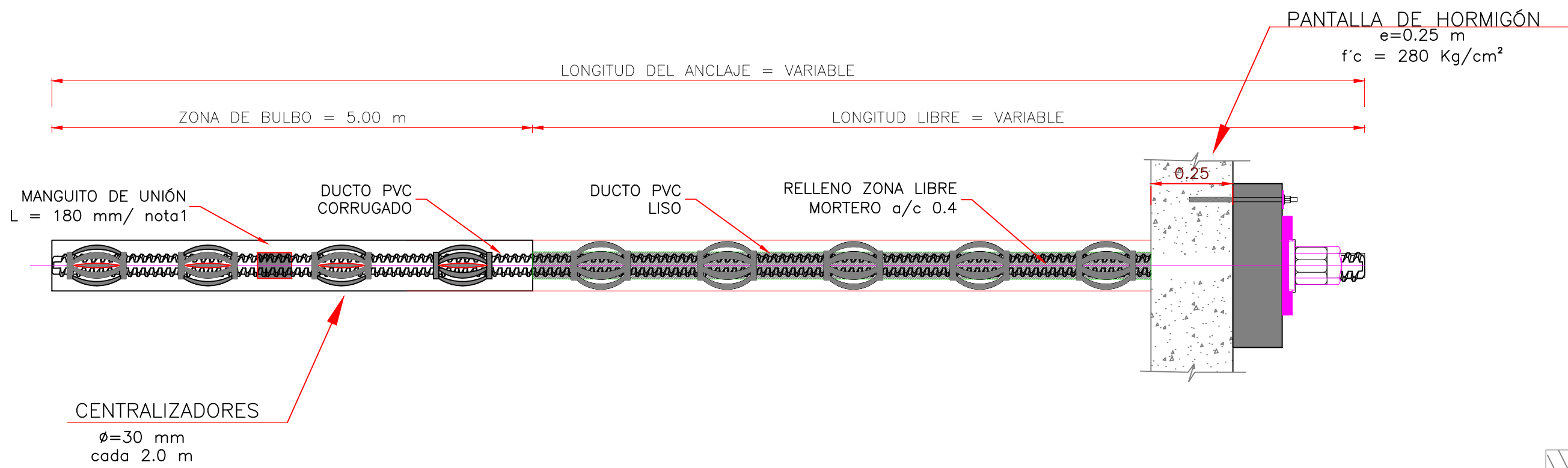


UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

PROYECTO	"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"				
	DISTRIBUCIÓN DE ELEMENTOS SOBRE PANTALLA PLANTA - DETALLES				
CONTIENE	ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1
	Plano No.	DE-GEN-001			REV.: 0



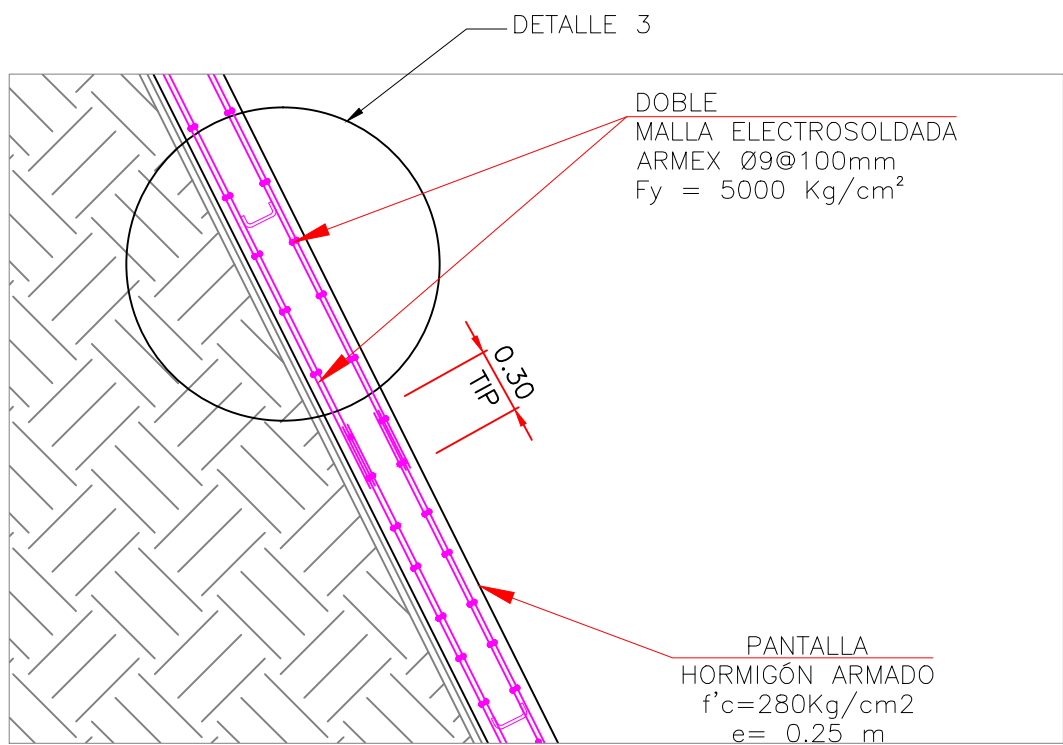
PERFIL TÍPICO ANCLAJE
ESCALA 1:250



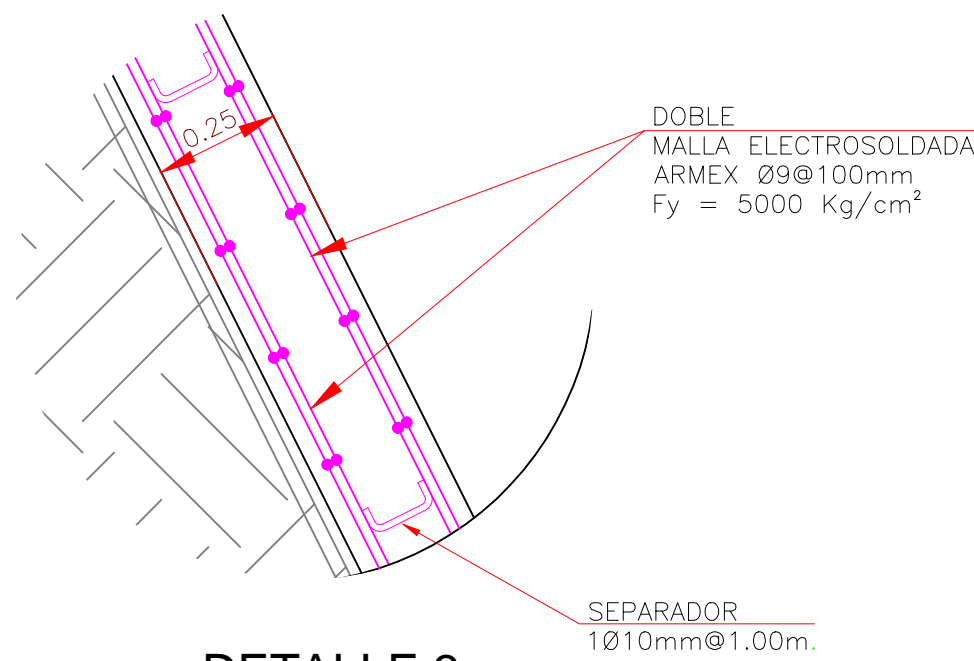
PANTALLA ESPESOR/LOSA	CARGAS ACTUANTES		CUADRO DE DATOS DE ANCLAJE DYWIDAG				PLACA		PERFORACIÓN		DISEÑO
	CARGA	CARGA PRETENSIÓN	PERNO	LONG/PERNO	TUERCA		ANCHO(mm)	ESPESOR(mm)	Ø (mm)	LONG BULBO (m)	
cm.	KN	KN	Ø (mm)	metros	LONG(mm)	CLAVE(mm)					ETV
25	345	195	30	variable	65	55	200x200	3	100	5	

DETALLE DE ANCLAJE
ESCALA S/E

RESUMEN DE MATERIALES PERNOS DE ANCLAJE Ø 30mm.- PANTALLA DE HORMIGÓN ARMADO e=25 cm.											CANTIDAD	UNIDAD
PERNO DE ANCLAJE DYWIDAG Ø 30mm. ASTM A722-											1300	m
TUERCA DE CALOTA Y PLACA DE SUJECIÓN 200x200x30mm.											97	U
CENTRALIZADOR POLIETILENO DYWIDAG Ø30 mm L=190mm											2600	U
MANGUITO DE UNIÓN DYWIDAG Ø30mm ; L=180mm											141.00	m
TROMPETA DE ACERO e = 3 mm, BASE 200x200x3mm, LARGO 300 mm											97	U
CAPUCHAS DE PVC											97	U
ANCLAJE TIPO	L BULBO (m)	L LIBRE (m)	TOTAL	Ø (mm)	CANTIDAD	LONG. TOTAL (m)	PVC CORRUG (m)	PVC LISO (m)	PLACAS	TUERCAS	MANGUITOS	
A	5	9	14	30	44	854	220	396				88
B	5	7	12	30	31	276	155	217				31
C	5	5	10	30	22	170	110	110				22
SUMAN					97	1300	485	723	97	97		141



DETALLE 2
ARMADO DE PANTALLA
ESCALA S/E

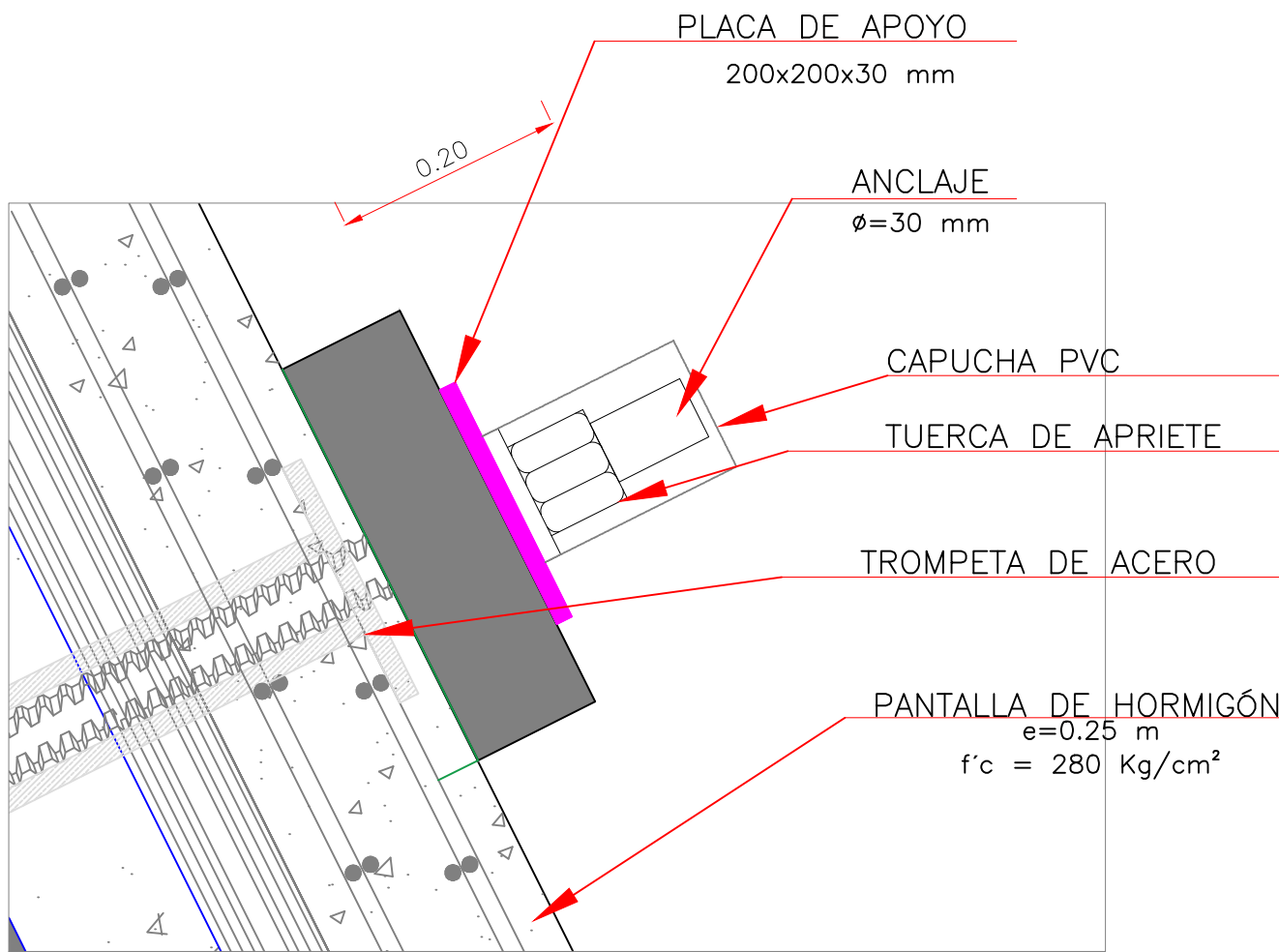


DETALLE 3
ARMADO DE PANTALLA
ESCALA S/E

ESPECIFICACIONES GENERALES :

USAR MATERIALES DE RESISTENCIA:
HORMIGONES Y ACERO:
PANTALLA HORMIGÓN
MALLA ELECTROSOLDADA
RECUBRIMIENTO LIBRE MINIMO:

f'c= 350 Kg/cm2
fy = 6000 Kg/cm2
= 7.5 cm



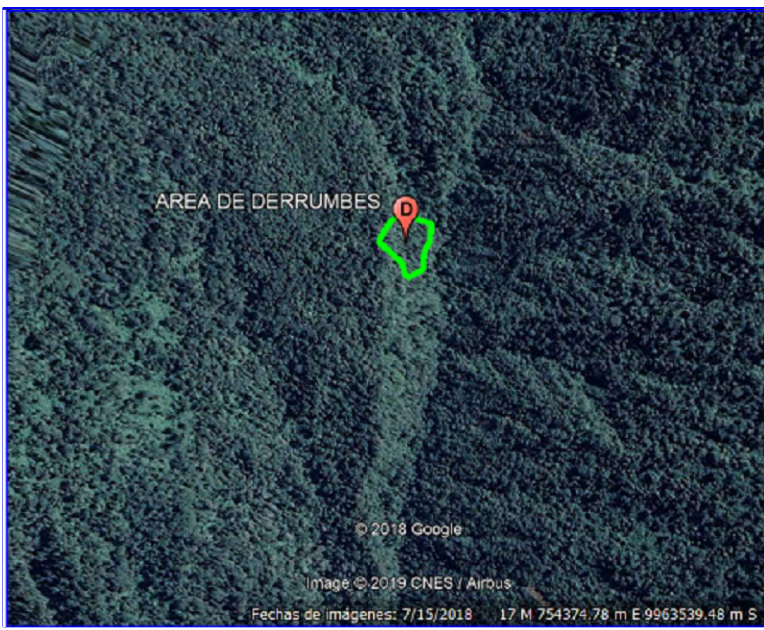
DETALLE 1
CABEZA DE ANCLAJE
ESCALA S/E

NOTAS:

Todas las medidas están en metros salvo se indique lo contrario.
Cuando el anclaje necesite ser unido, se lo realizará por medio de un manguito de capacidad de resistir cargas igual que el anclaje.

UBICACIÓN:

PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI ,
SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA

ELABORADO POR: EDGAR TERÁN V.		REVISADO POR: DR. JOSÉ ALVIAR M.			
----------------------------------	--	-------------------------------------	--	--	--

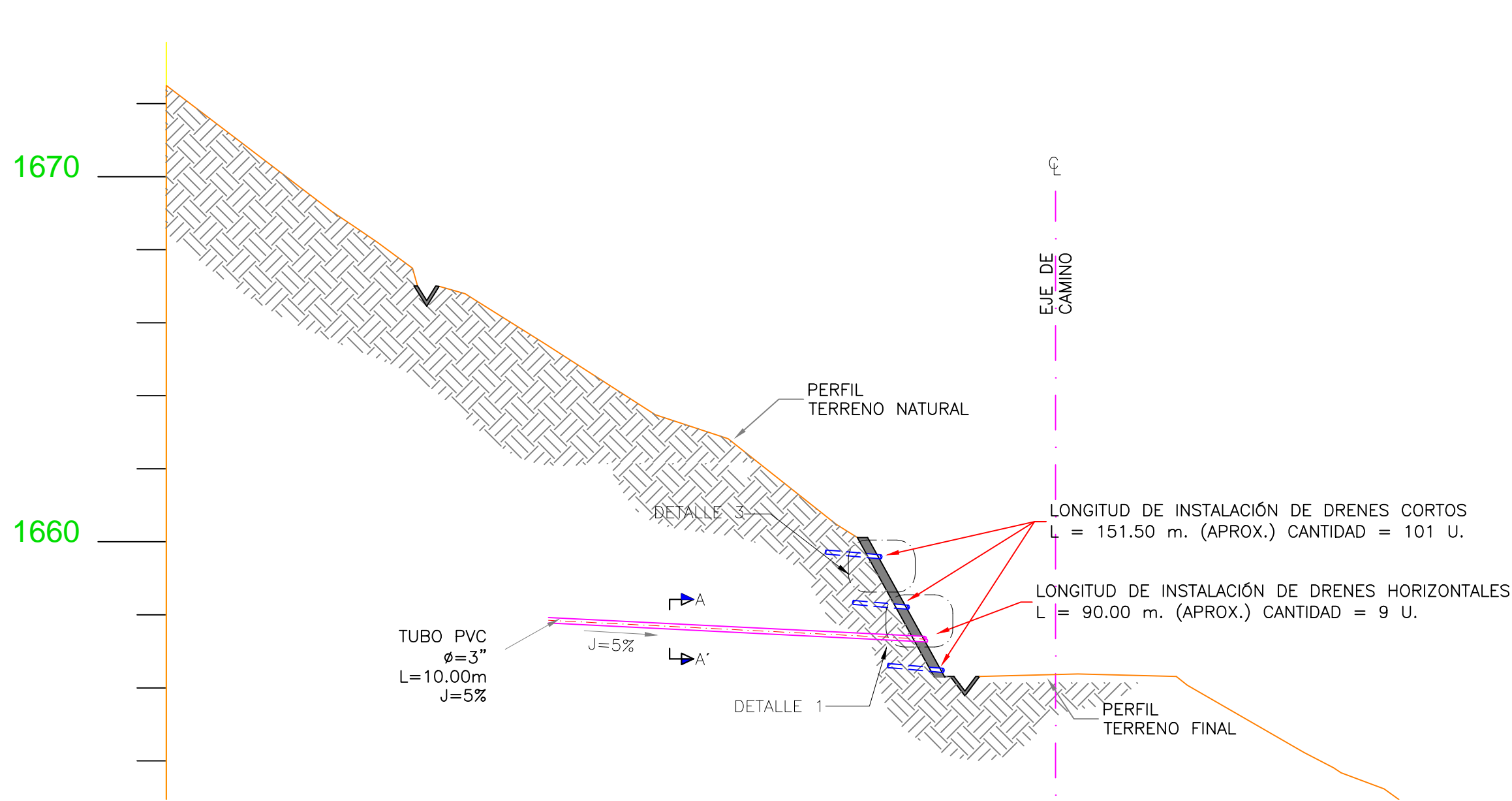
SELLO PARA APROBACIÓN



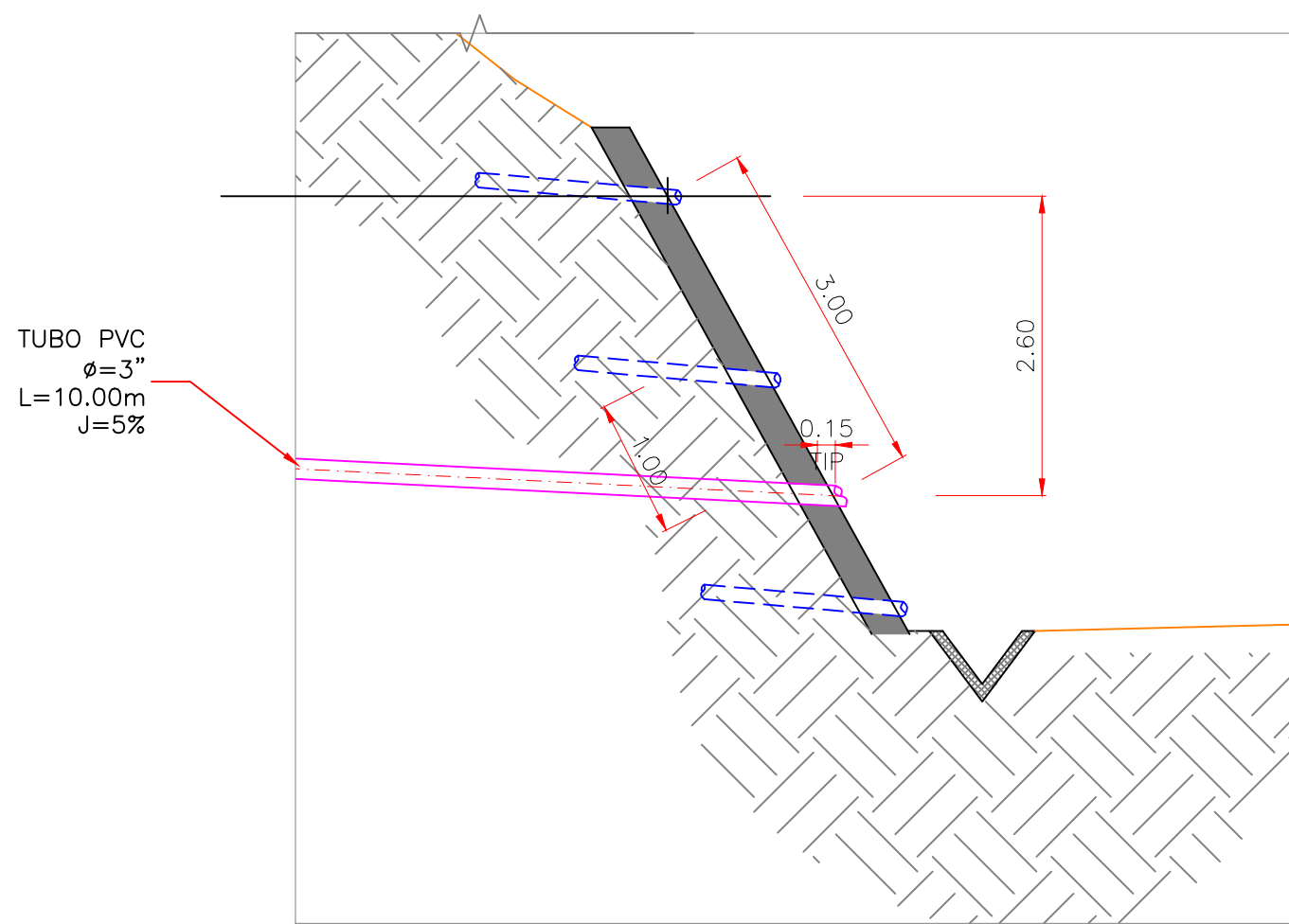
UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE
PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL
SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"

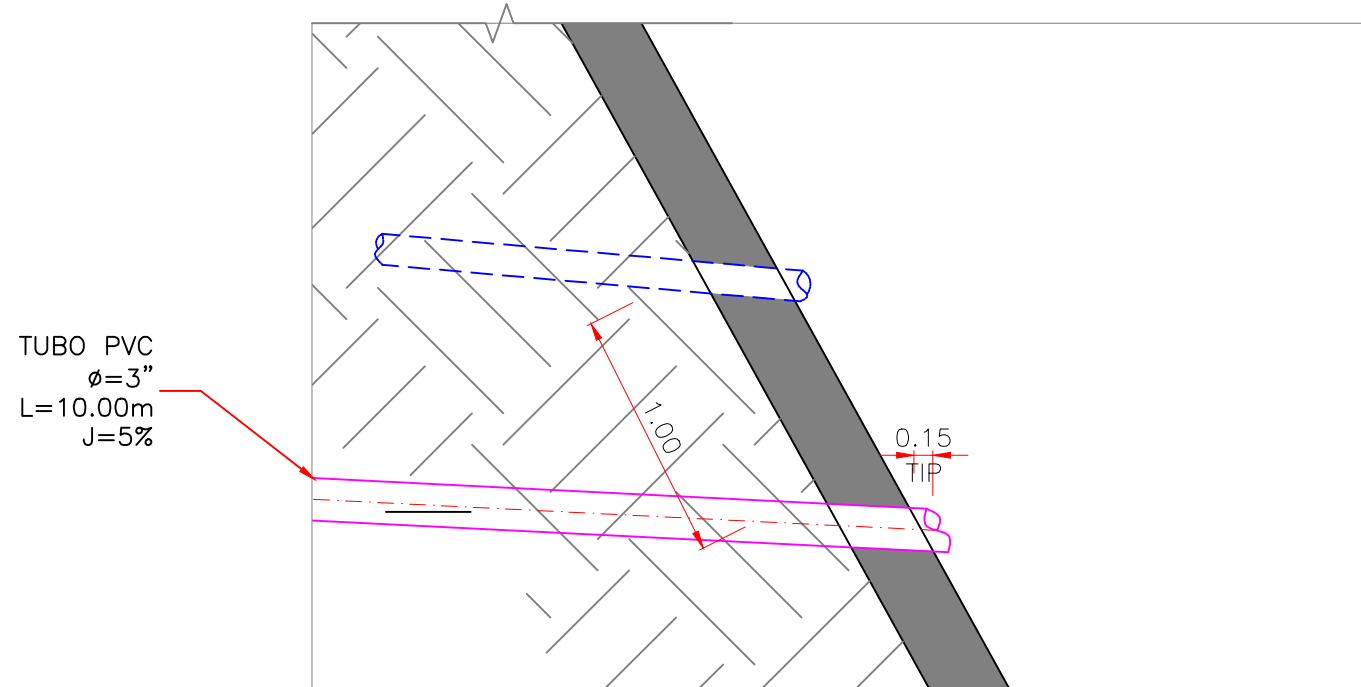
CONTIENE					
PANTALLA e = 0.25 m DETALLES - PANTALLA - ANCLAJES					
ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1	
Plano No.	SA-ESTR-001				REV.: 0



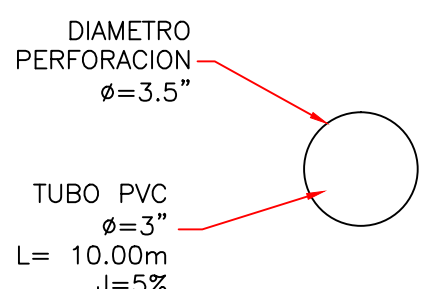
PERFIL TÍPICO DREN HORIZONTAL
ESCALA 1:250



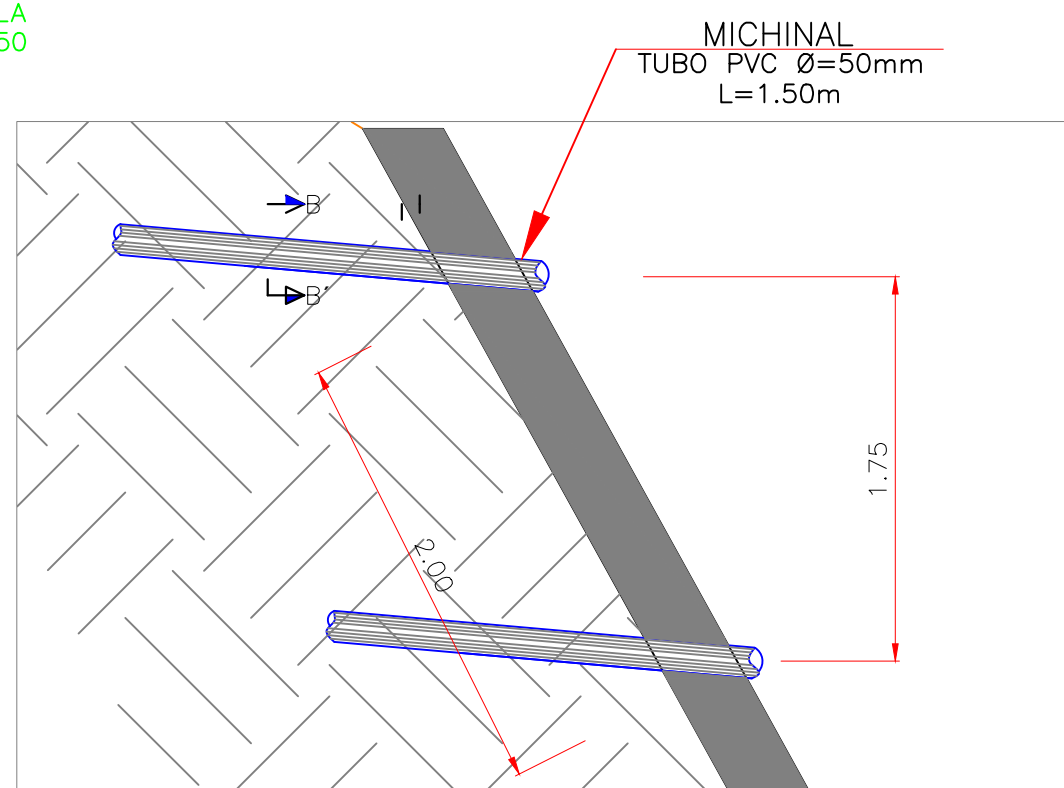
DETALLE 1A
DREN HORIZONTAL
ESCALA S/E



DETALLE 1B
DREN HORIZONTAL
ESCALA S/E

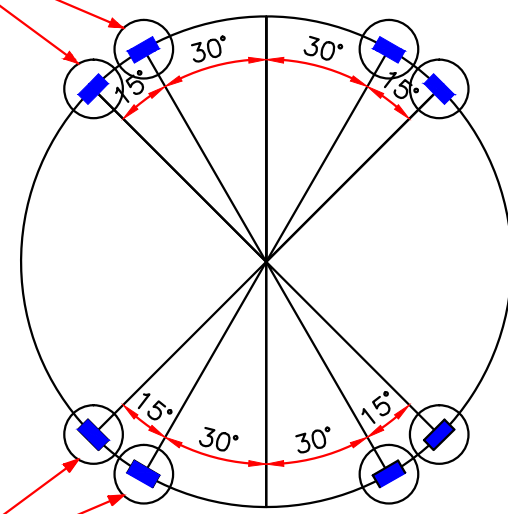


DETALLE 2
ESCALA 1:250
(REQUERIDOS 9 U.)



DETALLE 3
DREN CORTO (MICHINAL)
ESCALA S/E

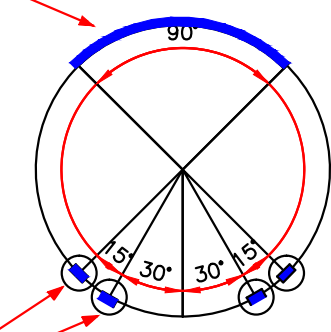
PERFORACIONES
Ø=5mm densidad
15 -30 agujeros por metro



CORTE A-A'
S/E

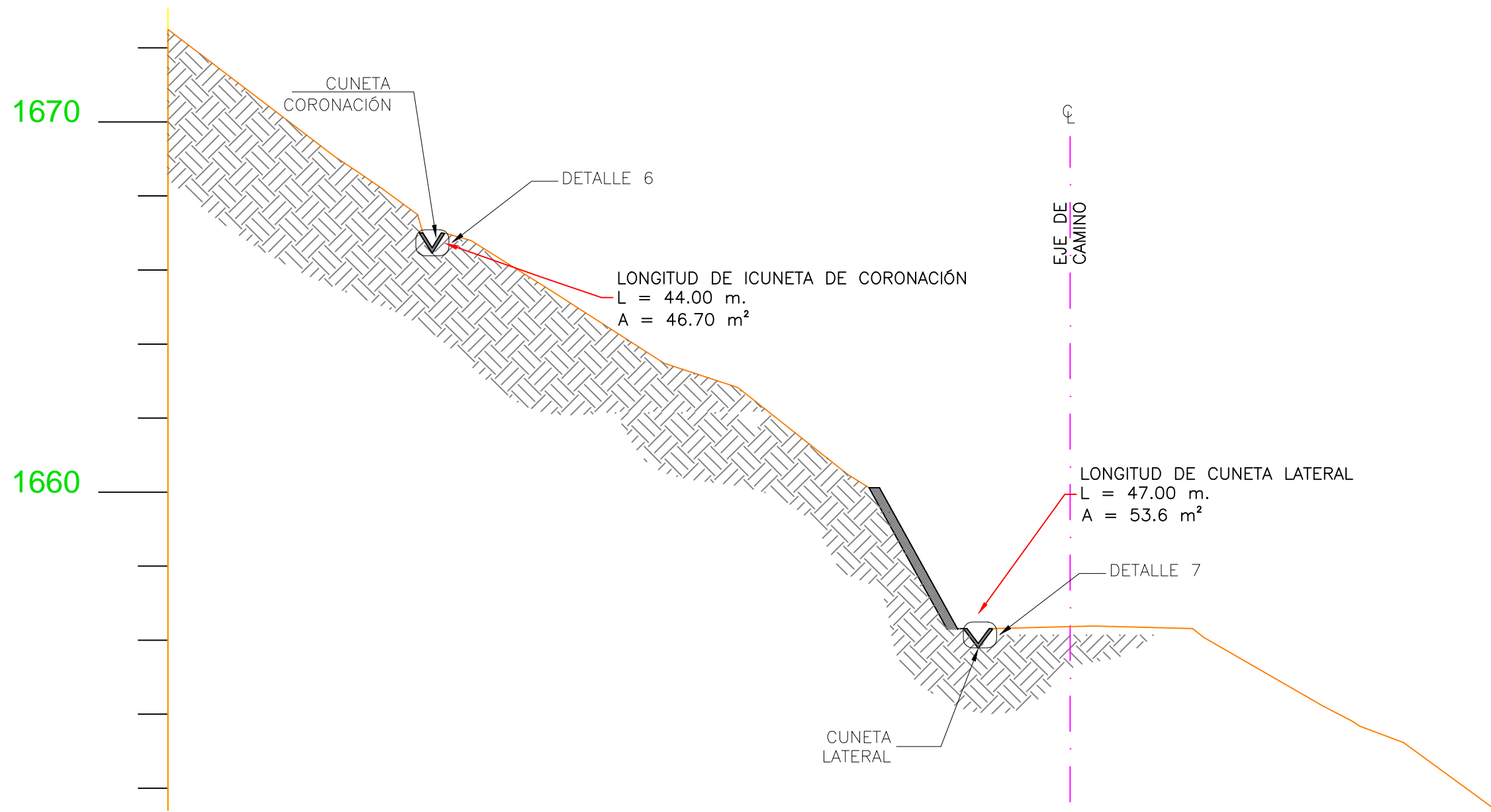
PERFORACIONES
Ø=5mm densidad
15 -30 agujeros por metro

RANURA
Ø=2mm @ 2.5 cm

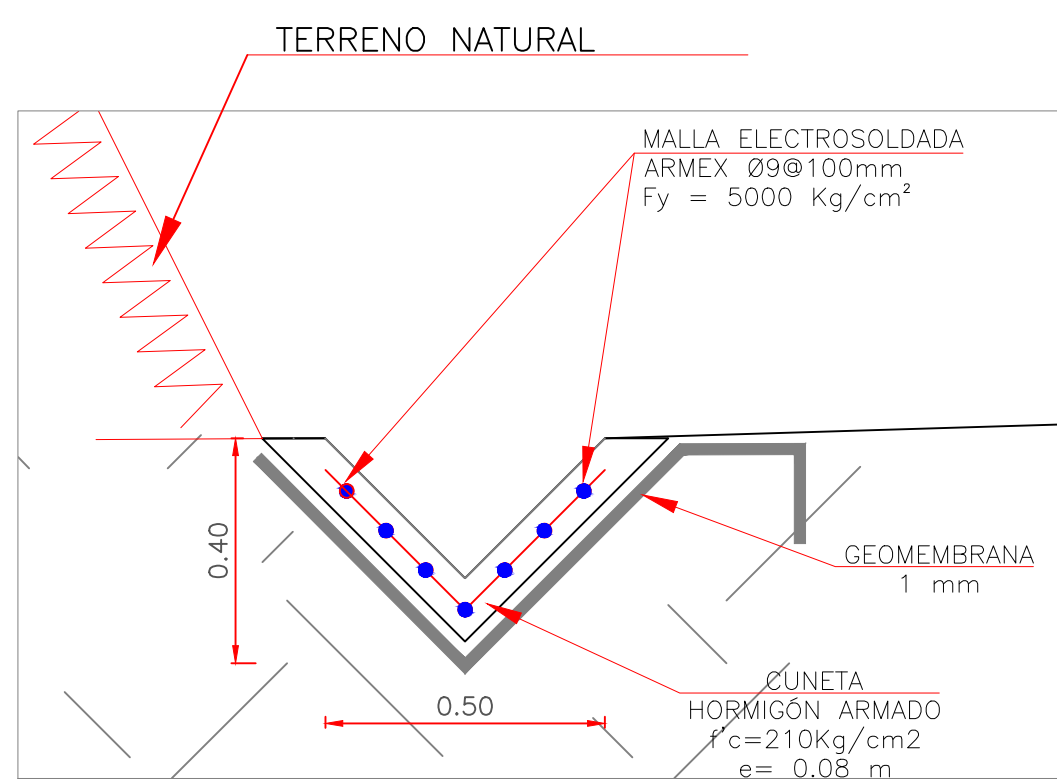


CORTE B-B'
S/E

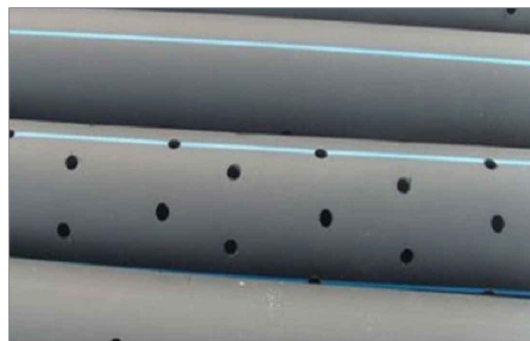
PERFORACIONES
Ø=5mm densidad
15 -30 agujeros por metro



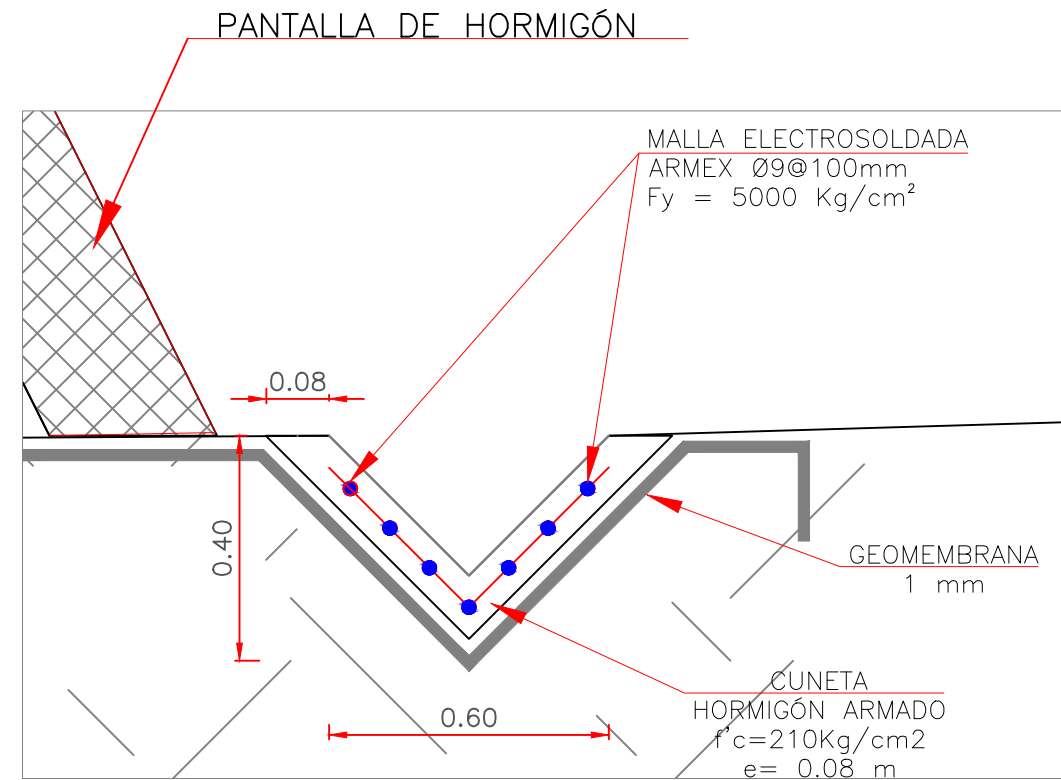
PERFIL TÍPICO ANCLAJE
ESCALA 1:250



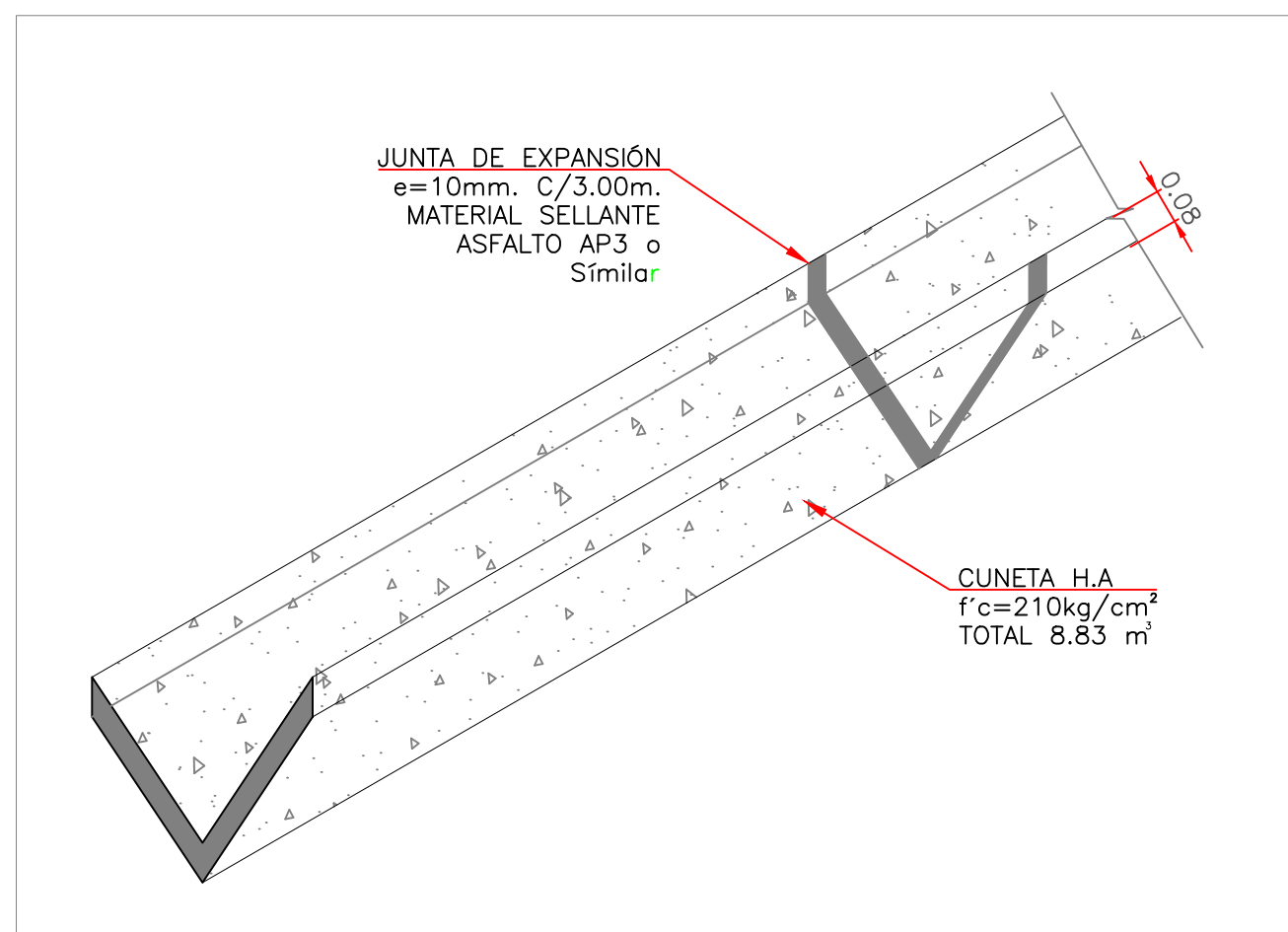
DETALLE 6
CUNETA CORONACIÓN
ESCALA S/E



DETALLE 4
DREN HORIZONTAL
ESCALA S/E



DETALLE 7
CUNETA LATERAL
ESCALA S/E



DETALLE 8
CUNETA TIPO
ESCALA S/E

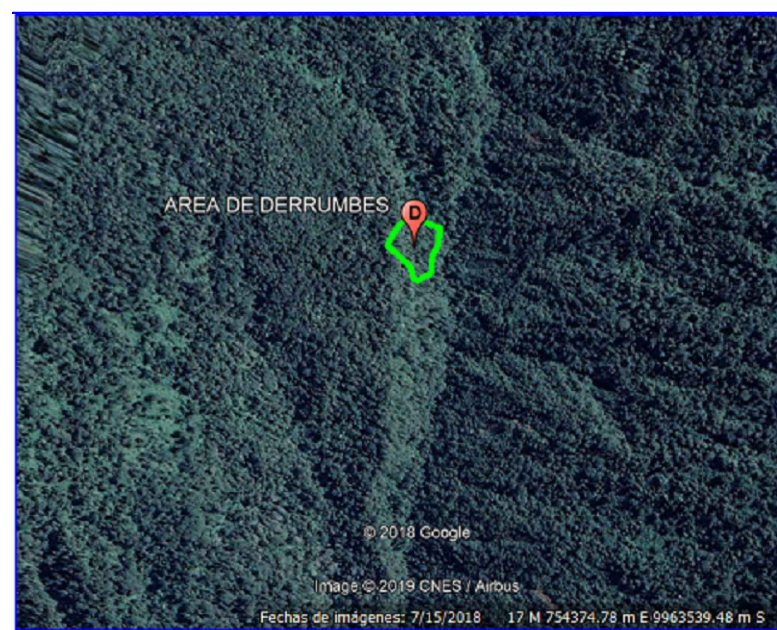
NOTAS:

Todas las medidas están en metros salvo se indique lo contrario.
Material para drenes horizontales de acuerdo a especificaciones técnicas del MOP001-F-2002. Art. 606-2(1).
Tubería de drenes cortos y drenes horizontales recubiertos con geotextil NT2000, en toda su longitud.

SIMBOLOGÍA	
	TERRENO NATURAL
	SUBDREN HORIZONTAL PVCØ3"
	MICHINALES PVCØ2"

UBICACIÓN:

PROVINCIA DE PICHINCHA, CANTON QUITO, PARROQUIA TANDAPI, SECTOR SANTA ANA



ESCALA:.....1:25000

Coordenadas del talud entre:
N 9963440 E 754440
N 9963380 E 754480

PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	AGO 2020
PARA APROBACIÓN	E.T.V.	E.T.V.	J.A.M.	J.A.M.	JUL 2020
DESCRIPCIÓN	DISEÑADO	DIBUJADO	REVISADO	APROBADO	FECHA
ELABORADO POR: EDGAR TERÁN V.		REVISADO POR: DR. JOSÉ ALVIAR M.			

SELLO PARA APROBACIÓN



UNIVERSIDAD POLITÉCNICA
SALESIANA

CONTIENE	"PROYECTO DE ESTABILIZACION DE TALUD MEDIANTE EL USO DE PANTALLA ATIRANTADA CON ANCLAJES ACTIVOS TIPO BARRA EN EL SECTOR SANTA ANA (ABSCISA 0+060 A 0+100)"				
	SISTEMA DE DRENAJE SUBDREN HORIZONTAL - DRENES CORTOS - CUNETA PLANTA - PERFIL - DETALLES				
	ESCALA	INDICADAS	FORMATO	A1	HOJA 1 de 1
	Plano No.	SA-ESTR-001			REV.: 0